



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE SQUEEZING Y TRATAMIENTOS DE REFUERZO EN TÚNELES EXCAVADOS POR MÉTODOS CONVENCIONALES: TÚNEL DE O CAÑIZO VÍA DERECHA.

Trabajo realizado por:

CARLOS SANDOVAL GONZÁLEZ

Dirigido:

JORGE CASTRO GONZÁLEZ

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Santander, Julio de 2020

TRABAJO FIN DE GRADO

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE FIGURAS.....	4
INDICE DE TABLAS.....	7
RESUMEN.....	8
ABSTRACT.....	9
1 INTRODUCCIÓN.....	10
2 MARCO TEÓRICO.....	14
2.1 RIESGOS GEOLÓGICOS ASOCIADOS A LA CONTRUCCIÓN DE TÚNELES.....	14
2.2 NUEVO MÉTODO AUSTRÍACO	16
2.2.1 Introducción.....	16
2.2.2 Principios.....	16
2.2.3 Aplicación práctica.....	17
2.2.4 Métodos de construcción en condiciones de roca con deformación por fluencia o squeezing	19
2.2.5 Ejemplo de túneles reforzados por squeezing	20
2.3 CONTROL DE MOVIMIENTOS EN TÚNELES.....	25
2.3.1 Auscultación. Prácticas de instrumentación.....	25
2.3.2 Medidas de convergencia	28
2.4 DEFORMACIONES PLÁSTICAS. SQUEEZING	32
2.4.1 Definición.....	32
2.4.2 Principales criterios de fluencia.....	33
MARCO EMPÍRICO.....	37
3 PRESENTACIÓN DEL TÚNEL O CAÑIZO VÍA DERECHA.....	37
4 METODOLOGÍA EMPLEADA	49
4.1 INTRODUCCIÓN	49
4.2 TOMA DE MEDIDAS. CINTA EXTENSOMÉTRICA DE INVAR.....	49
4.2.1 Procedimiento de toma de medidas.....	50
4.2.2 Excavación en avance	52
4.2.3 Excavación en destroza	56
5 RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	69
5.1 EXCAVACIÓN EN AVANCE. ANÁLISIS DE EVOLUCIÓN DE CONVERGENCIAS EN FASE DE AVANCE EN EMBOQUILLE OESTE	69

5.2 EXCAVACION EN DESTROZA.....	78
6 RECOMENDACIONES.	94
7 CONCLUSIONES.....	99
8 BIBLIOGRAFÍA.....	100
ANEJO I. Perfiles geotécnicos de túnel.....	I-1
ANEJO II. Evolución de convergencias en avance: C-20 a C-25.	II-1
ANEJO III. Evolución de convergencias en avance: C-45, C-48, C-51, C-52 y C-53.	III-1
ANEJO IV. Evolución de convergencias en avance: C-61 y C-62.	IV-1

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 2.1.- Refuerzo en el túnel de Marchante, en la Autovía Málaga – Almería. (Castanedo, 2014).

Figura 2.2.- Refuerzo por squeezing en el túnel Strenger (Castanedo, 2014).

Figura 2.3.- Vista de una sección afectada por squeezing (Castanedo, 2014).

Figura 2.4.- Refuerzo por squeezing en el túnel de San Martin Le Porte (Castanedo, 2014).

Figura 2.5.- Instalación de extensómetro de varillas multipunto (ADIF, 2011).

Figura 2.6.- Esquema de instalación de células de presión (ADIF, 2011).

Figura 2.7.- Esquema “Tipo” de configuración de un sistema de auscultación en túnel (ADIF, 2011).

Figura 2.8.- Ejemplo sección tipo en sección completa (ADIF, 2011).

Figura 2.9.- Ejemplo sección tipo en avance y destroza (ADIF, 2011).

Figura 2.10.- Detalle de punto de medida de convergencias (ADIF, 2011).

Figura 3.1.- Situación.

Figura 3.2.- Sección túnel solera plana.

Figura 3.3.- Sección túnel con contrabóveda.

Figura 3.4.- Sección túnel STP V del proyecto.

Figura 3.5.- Sección túnel proyecto con tratamiento especial de recalce TE-II.

Figura 4.1.- Sección tipo modificada STPV' (Castanedo, 2013).

Figura 4.2.- Tratamiento previo inicio destroza (Castanedo, 2013).

Figura 4.3. Aumento esfuerzos de flexión en función avance destroza.

Figura 4.4.- Progresión mecanismo con rótulas en hombros.

Figura 4.5. Progresión mecanismo con rótulas en clave.

Figura 4.6.- Ejecución fase de destroza.

Figura 4.7.- Convergencias en avance.

Figura 4.8.- Previsión convergencias en destroza.

Figura 4.9- Sección de convergencia. Situación de los puntos de referencia.

Figura 4.10.- Refuerzo en destroza.

Figura 4.11. Contrabóveda provisional.

Figura 4.12. Contrabóveda definitiva.

Figura 5.1. Convergencia C19. Gráfico de evolución en fase de avance

Figura 5.2. Convergencia C44. Gráfico de evolución en fase de avance.

Figura 5.3. Convergencia C47. Gráfico de evolución en fase de avance.

Figura 5.4. Convergencia C-60. Gráfico de evolución en fase de avance.

Figura 5.5. Convergencias a origen de la cuerda AB previstas y medidas durante las primeras semanas de excavación en destroza (Estébanez, 2015).

Figura 5.6. Convergencia C3. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.7. Convergencia C-6. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.8. Convergencia C-21. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.9. Convergencia C-24. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.10. Convergencia C-27. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.11. Convergencia C-43. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.12. Convergencia C-68. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.13. Convergencia C-47. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.14. Convergencia C-51. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 5.15. Convergencia C-62. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

Figura 6.1.- Fases excavación de contrabóveda.

Figura 6.2. Ejecución de contrabóveda hasta hastiales.

Figura 6.3.- Vista pata de elefante.

INDICE DE TABLAS.

Tabla 2.1. Intervalos criterio de Goel (1994).

Tabla 2.2. Grado de fluencia. (Barla, 1995).

Tabla 2.3. Grados de Squeezing según Hoek y Marinos (2000).

Tabla 3.1.-Tramificación del RMR en túnel de O Cañizo (vía derecha) según las columnas de los sondeos realizados (Proyecto del túnel de O Cañizo).

Tabla 3.2. Porcentaje de tramo a reforzar con tratamiento TE-II según proyecto constructivo.

Tabla 4.1. Criterios de aplicación contrabóveda provisional en avance. (Castanedo, 2013).

Tabla 4.2. Criterio ejecución contrabóveda provisional en destroza. (Estébanez, 2015).

Tabla 4.3. Criterio ejecución refuerzo en destroza. (Estébanez, 2015).

Tabla 5.1. Evolución convergencias CS 19 a CS 25 en base de hastiales (cuerda A-B).

Tabla 5.2. Evolución convergencias CS 44 a CS 53 en base de hastiales (cuerda A-B).

Tabla 5-3. Evolución convergencias C 60 a C 62 en base de hastiales (cuerda A-B).

Tabla 5.4. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 1.

Tabla 5.5. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 2.

Tabla 5.6. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 3.

RESUMEN

La aparición de un fenómeno de deformaciones plásticas por fluencia (squeezing) durante la fase de excavación de un túnel a su paso por terreno de roca blanda (por ejemplo pizarras) puede acarrear problemas de estabilidad y pérdidas de sección, motivo por lo que merece la pena ser investigado. Para este tipo de terreno la variable que va a determinar el tipo de refuerzo a disponer para evitar un posible colapso, o bien que el túnel no pierda sección funcional, va a ser la evolución en el tiempo de la deformación del túnel.

El objetivo del trabajo consiste en desarrollar, en base a la experiencia en el túnel de Alta Velocidad de O Cañizo Vía Derecha, un método que nos marque la forma de actuar para prevenir y asegurar la seguridad y estabilidad durante la excavación de túneles de líneas de alta velocidad ferroviaria ejecutados por el Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M).

La metodología propuesta, basada en las actuaciones llevadas a cabo en el mencionado túnel, parte de la medición de las deformaciones en la fase de avance superior, para lo que se determina el número de secciones de control, frecuencia y equipos (cinta extensométrica) que definirá la propia metodología de medición. A la vista de los resultados obtenidos se analiza si estamos en presencia de deformaciones plásticas y se fija el procedimiento y protocolo en fase de avance. A partir de la previsión de deformaciones esperadas en fase de destroza (que no son objeto del presente trabajo) se establece también un procedimiento y un protocolo de actuación para la fase de destroza.

Para el caso de referencia (Túnel O Cañizo) y a la vista de las convergencias medidas, se comprobó que tanto los sostenimientos recogidos en el proyecto constructivo como los refuerzos que establecía eran inicialmente válidos, si bien era necesario ajustar los PPKK y establecer criterios de refuerzo en base a las deformaciones reales medidas tanto en fase de avance como de destroza.

Palabras clave

Túnel; squeezing; pizarra; Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M); cinta extensométrica; convergencia.

ABSTRACT

The appearance of a phenomenon of plastic deformations due to creep (squeezing) during the excavation phase of a tunnel as it passes through soft rock terrain (for example slates) can cause stability problems and section losses, which is why it deserves the worth being investigated. For this type of terrain the variable that will determine the type of reinforcement to be arranged to avoid a possible collapse, or that the tunnel does not lose functional section, will be the evolution over time of the deformation of the tunnel.

The objective of the work is to develop, based on the experience in the O Cañizo High Speed tunnel on the right, a method that marks the way we act to prevent and ensure safety and stability during the excavation of tunnel lines. High speed rail executed by the New Austrian Method (NATM).

The proposed methodology, based on the actions carried out in the aforementioned tunnel, part of the measurement of the deformations in the upper advance phase, for which the number of control sections, frequency and equipment (strain gauge) is determined. define the measurement methodology itself. In view of the results obtained, it is analyzed whether we are in the presence of plastic deformations and the procedure and protocol are set in the advance phase. From the forecast of expected deformations in the destruction phase (which are not the object of this work), a procedure and an action protocol for the destruction phase are also established.

For the reference case (Tunnel O Cañizo) and in view of the convergences measured, it was found that both the support included in the construction project and the reinforcements established were initially valid, although it was necessary to adjust the PPKK and establish reinforcement criteria based on the actual deformations measured both in the advance and in the destruction phase.

Keywords

Tunnel; squeezing; slate; New Austrian Tunneling Method (N.A.T.M); strain gage; convergence.

1 INTRODUCCIÓN

La presente introducción se organiza de acuerdo con los siguientes contenidos:

- Presentación o contextualización breve del problema. El acceso ferroviario de Alta Velocidad a Galicia es una de las actuaciones prioritarias contempladas en el Plan Estratégico de Infraestructuras de Transporte, el cual incluye, dentro del Corredor Ferroviario Norte-Noroeste y como transición entre Castilla-León y Galicia, el tramo entre Lubián y Orense, el cual se subdivide en subtramos, dentro de los cuales se construye un tramo de 6,64 KILÓMETROS DE LA NUEVA LÍNEA FERROVIARIA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-GALICIA, DENOMINADO TÚNEL DE O CAÑIZO. VÍA DERECHA (V.D). que contempla la ejecución de un túnel de de 5.372 metros de longitud total. Aunque el proyecto constructivo hace referencia a la posible aparición de zonas en las que pueden darse fenómenos de fluencia durante la fase de excavación del túnel por métodos convencionales (Nuevo Método Austríaco), lo cierto es que no establece un criterio para emplear un refuerzo en el sostenimiento establecido en función de cómo se deforma el túnel.

En resumen, va a aparecer un fenómeno de deformación durante la fase de excavación del túnel a su paso por terrenos con pizarras (roca blanda) que puede acarrear problemas de estabilidad y por tanto, una disminución de la seguridad de los trabajadores, motivo por lo que merece la pena ser investigado. Para este tipo de terreno **la evolución en el tiempo de la deformación del túnel** es la variable que va a determinar el tipo de refuerzo a disponer para evitar un posible colapso, o bien que el túnel no pierda sección funcional.

Para ello se analizan los resultados de las deformaciones reales obtenidas en fase de avance del túnel para determinar si existe o no un fenómeno de squeezing. Si es así, a partir de fórmulas teóricas (que no son objeto del presente trabajo) se establecen unas deformaciones teóricas en la fase de destroza para las cuales se determina el método de excavación, y refuerzo a disponer. Posteriormente en la fase de ejecución de la destroza se comprueba la deformación real que tiene lugar y que confirma la medida de acierto de la formulación de los refuerzos que se previeron.

- Motivación. Mi trabajo profesional está ligado al control de ejecución de túneles en obra pública ferroviaria y no existe una gran experiencia en España, y si existe no está lo suficientemente documentada, relativa a la excavación de túneles por métodos convencionales en terrenos que presentan fenómenos de squeezing (deformación por fluencia). Conocer, detectar y solucionar los problemas asociados a esta problemática significa poder planificar los trabajos de forma segura, optimizando recursos y adecuando la técnica de forma que se cumplan plazos, sin que se dispare el presupuesto de las obras y reduciendo los índices de siniestralidad. La experiencia acumulada en el Túnel e O Cañizo Vía Derecha constituye un caso de referencia apropiado que conviene documentar y utilizar para proponer una metodología a aplicar en este tipo de problemas.

- **Justificación.** Todos los aspectos relacionados con la mejora de la seguridad en la construcción de obra pública tienen una relevancia social importante en cuanto a la accidentalidad y pérdida de vidas humanas, no sólo por la vertiente económica sino por el enorme impacto social y humano en el caso de referencia. El túnel atraviesa una zona de pizarras (falla Pentes) que tiene asociado según proyecto un fenómeno de deformaciones por fluencia (squeezing). La forma de acometer la excavación y sostenimiento en condiciones de seguridad obliga a establecer protocolos y procedimientos que una vez se comprueba su validez pueden ser considerados en túneles ferroviarios de alta velocidad que atraviesan terrenos similares.
- **Objetivo.** Desarrollar un método para identificar problemas de squeezing y determinar los tratamientos de refuerzo a adoptar en avance y destroza de cara a prevenir y asegurar la seguridad y estabilidad durante la excavación de túneles de Líneas de Alta Velocidad ferroviaria ejecutados por el Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M), en terrenos que presentan esta problemática.

De acuerdo con todo lo anterior, la estructura del trabajo queda organizada en los siguientes apartados.

MARCO TEÓRICO.

“Riesgos geológicos asociados en la construcción de túneles”. En este apartado vamos a comentar los riesgos más frecuentes ligados al terreno durante la excavación de túneles.

“Nuevo Método Austriaco”. Dado que es el método a emplear, se revisa en qué consiste, sus principios, así como diferentes ejemplos de aplicación en túneles alpinos y de metro. También se presentan casos concretos de problemas de colapso en alguno de ellos.

“Control de movimiento de túneles”. Se repasan las prácticas modernas de la toma de datos del terreno y comportamiento del túnel, que nos permitirá conocer los movimientos en el terreno y las tensiones que se producen en el sostenimiento y el revestimiento. Se mencionan los métodos de reconocimiento de los desplazamientos del perímetro del túnel excavado, como parte de las operaciones rutinarias en la actual construcción de túneles (medidas de convergencia) como parámetro clave para determinar si aparece un terreno que presenta deformaciones plásticas por fluencia.

“Deformaciones plásticas”. Se explica en qué consiste el fenómeno en cuestión y revisamos los principales criterios de fluencia de diversos autores de cara a realizar la predicción y valoración del fenómeno de fluencia.

MARCO EMPÍRICO.

“Presentación del túnel de O Cañizo Vía Derecha”. Se indican los datos más relevantes del túnel que sirve de base para la elaboración del presente Trabajo Fin de Grado (túnel de O Cañizo Vía Derecha), describiendo sus características geométricas, geología y geotecnia del terreno atravesado así como el método de excavación y sostenimiento adoptado, en el tramo de casi 1 km del túnel (denominado tramo falla Pentas) en donde se preveía la presencia de terrenos poco competentes y por tanto de mayor conflictividad durante su ejecución.

“Metodología empleada”. Se hace referencia al parámetro de control utilizado (medida de convergencias). Este dato resulta fundamental ya que es él quien nos marca si estamos en presencia de un fenómeno de deformaciones plásticas, por lo que si los valores obtenidos así lo indican, debemos analizar si el procedimiento constructivo debe ser ajustado, si debemos reforzar los puntos de medida (incremento de secciones, frecuencias, equipos) de cara a fijar el definitivo procedimiento de toma de medidas, así como los eventuales refuerzos a disponer.

A partir de los datos recogidos en el proyecto constructivo se inició la excavación del túnel de acuerdo con la metodología y sostenimientos contemplados en el mismo. Durante esta fase de excavación en avance se tomaron medidas reales de deformación con el número y frecuencia establecidos en el proyecto. A la vista de los resultados obtenidos se analizó si estábamos en presencia de deformaciones plásticas y se fijaron los eventuales refuerzos a disponer (contrabóvedas provisionales, anclaje con bulones, cerchas) y si fuera necesario el cambio del método de excavación, con el fin de asegurar la estabilidad en fase de avance. A partir de estas lecturas de deformación en fase de avance y mediante una modelización numérica (que no es objeto del presente trabajo) se estimaron las deformaciones esperadas en fase de destroza al tiempo que se estableció un procedimiento y un protocolo de actuación para esta fase de destroza que incluía:

- tramificación del túnel en función de convergencias reales obtenidas en fase de avance,
- procedimiento de ejecución de la destroza (altura, pases, secuencia de excavación).
- lectura de convergencias en fase de destroza.
- protocolo de actuación en el que en función de la deformación medida en fase de destroza y de la velocidad de deformación se determina si es necesario el refuerzo de la sección excavada.

“Resultados y análisis”. Se analizan los resultados de campo (convergencias) en aquellas secciones más significativas en avance y destroza lo que nos permite determinar el grado de

acuerdo en la definición del protocolo y procedimiento adoptado, así como las posibles incidencias que hayan tenido lugar.

“Recomendaciones para casos futuros”. En base al caso de referencia analizado (Túnel de O Cañizo Vía Derecha), se dan una serie de pautas a seguir en situaciones parecidas en las que se dé esta problemática de deformaciones plásticas por fluencia en túneles excavados en roca blanda.

“Conclusiones”. Se valora el grado de cumplimiento del objetivo de desarrollar una metodología para detectar y controlar fenómenos de squeezing durante la excavación de túneles en roca blanda (pizarras) mediante la medición de movimientos y fijación en su caso de refuerzos para prevenir y asegurar la seguridad y estabilidad durante la excavación de túneles.

2 MARCO TEÓRICO

El presente marco teórico está centrado en abordar los enfoques teóricos, metodológicos e investigaciones previas referidos a los términos centrales del problema de controlar y medir para prevenir la seguridad y estabilidad durante la excavación de túneles por métodos convencionales, en terrenos que presentan fenómenos de squeezing. Los temas que se van a presentar están relacionados con los riesgos asociados a la construcción de túneles, los métodos de construcción, el control de movimientos los parámetros que nos indican si existe o no riesgo de colapso para el caso concreto de fluencia.

2.1 RIESGOS GEOLÓGICOS ASOCIADOS A LA CONTRUCCIÓN DE TÚNELES

La seguridad de los túneles ha preocupado desde siempre a los ingenieros que los proyectaban, construían y explotaban; pero tradicionalmente se asumía que era una actividad de "alto riesgo" y, por tanto, no quedaba otro remedio que asumir cierto precio. Con el paso del tiempo se han incrementado los esfuerzos y, junto a la mejora de las técnicas, se han conseguido reducir los índices de siniestralidad. Esta toma de conciencia adquiere un papel fundamental, a la hora de redactar los proyectos y posteriormente al asignar los recursos necesarios durante la fase constructiva. Las Administraciones Públicas están avanzando por este camino; un primer paso ha sido la redacción de normas sobre Seguridad por parte de algunos países, y las recomendaciones que diversas instituciones internacionales han elaborado (UIC, AIPICIR, ONU).

Durante la fase constructiva el mayor riesgo en un túnel se ha asociado tradicionalmente a la estabilidad del terreno y a la presencia de agua. No cabe duda que el hundimiento de un túnel supone un grave daño para personas, instalaciones y equipos.

En cuanto a la problemática asociada a las excavaciones en roca, la estructura del macizo es un factor determinante tanto para el diseño y construcción de taludes de desmonte como para la excavación de los túneles. Localizar las discontinuidades principales presentes como la estratificación y las foliaciones, así como los sistemas de diaclasado y fracturación del macizo resulta fundamental.

Una orientación desfavorable de las discontinuidades, de las tensiones o bien un flujo de agua hacia el interior de la excavación pueden generar problemas de estabilidad. Estas condiciones naturales señaladas están relacionadas con factores geológicos tales como:

- Estructura geológica: buzamiento de la estructuras, dirección de los estratos, tipo de pliegues.
- Discontinuidades: fallas, diaclasas, cabalgamientos.

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Condiciones hidrogeológicas. Efecto dren que provoca: disminución resistencia del macizo, incremento presiones intersticiales sobre el sostenimiento y revestimiento (González de Vallejo, 2005).
- Estado tensional: como consecuencia del estado natural del macizo o como resultado de la propia excavación.

.Además la excavación del túnel también genera condiciones inducidas tales como:

- Pérdida de resistencia del macizo por la decompresión creada.
- Reorientación de los campos tensionales que provocan cambios de tensiones.
- Fenómenos de subsidencias, modificación de acuíferos, movimientos de laderas.

El conocimiento del terreno debe ser lo más exhaustivo posible, para minimizar las probabilidades de aparición de problemas. Los estudios geológicos y geotécnicos deben proporcionar un conocimiento verdadero de las características de los materiales y de su evolución en el tiempo, estado tensional, presencia de agua, presencia de gas, etc.

El tipo y nivel de estos reconocimientos dependerán de la problemática del terreno y de su heterogeneidad; así como de la longitud, sección y profundidad del túnel. Por ello, las investigaciones in situ constituyen una parte esencial ya que de ellas se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno. En el caso que nos ocupa (fase constructiva) la campaña de investigación in situ servirá para verificar los datos aportados por el proyecto, controlar el terreno así como determinar los eventuales tratamientos de mejora.

La campaña de reconocimiento geotécnico se basa en:

- Sondeos y calicatas.
- Geofísica.
- Ensayos in situ (spt, penetración dinámica, permeabilidad...).
- Ensayos de laboratorio (densidad, resistencia a compresión...).

2.2 NUEVO MÉTODO AUSTRIACO

2.2.1 Introducción.

El túnel de O Cañizo se ejecutó utilizando métodos convencionales mediante la filosofía del Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M), aplicable generalmente a terrenos con cierta resistencia como son los macizos rocosos, tanto constituidos por rocas resistentes como por rocas blandas y/o alteradas.

Dentro de los procedimientos constructivos que utilizan la filosofía del N.A.T.M. pueden considerarse los siguientes procedimientos de excavación y arranque del material:

- Perforación y voladura, en el cual se utiliza un jumbo de perforación con varios brazos para la introducción del material explosivo.
- Máquinas rozadoras, las cuales tienen la principal limitación en cuanto a su utilización en rocas abrasivas con elevados contenidos en cuarzo y de resistencias elevadas.
- Métodos mecánicos convencionales, como martillo neumático o pala excavadora, para terrenos con menor resistencia bien sea zonas de alteración o muy tectonizadas como los tramos de falla.

Dentro de los procedimientos constructivos convencionales descritos anteriormente, se considera el Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M.) como método convencional más adecuado para la ejecución de los túneles. En zonas de falla o zonas muy fracturadas podrá emplearse otro procedimiento de extracción del material, como son los métodos manuales con retroexcavadora y utilización de martillo neumático, o bien combinarlo con voladuras previas de esponjamiento.

2.2.2 Principios

Bajo las siglas de N.A.T.M. ("New Austrian Tunneling Method") se recoge uno de los métodos de diseño y ejecución de túneles en roca más extendidos y de mayor éxito en todo el mundo dentro del ámbito de la ingeniería civil.

El método N.A.T.M. (técnica basada en los trabajos de Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Müller y Franz Pacher entre 1957 y 1965 en Austria), tiene como principios básicos los que se indican a continuación:

- Utilizar la propia roca circundante al túnel como elemento resistente que colabora en el sostenimiento de la excavación frente a los incrementos de cargas que se producen durante el reajuste tensional, aprovechando la elevada resistencia de la roca circundante. Durante el proceso de excavación se produce un arco de descarga en la zona superior de la excavación, el cual hace

de elemento de auto-soporte siempre que las deformaciones que se produzcan sean compatibles con el rango admisible para cada tipo de roca.

- El sostenimiento inicial aplicado debe ser flexible en correspondencia con los incrementos de tensiones derivados de la propia excavación, de manera que evite la apertura de diaclasas y no se formen grandes aureolas de descompresión. Además tendrá la misión de evitar la meteorización, alteración y degradación sucesiva iniciada por la excavación de la roca.
- El revestimiento definitivo no es preciso que se encuentre en las proximidades del frente de excavación. Éste se deberá colocar una vez se encuentren las convergencias (o deformaciones del sostenimiento-macizo rocoso) ya estabilizadas.

Dicho método pretende relajar el estado tensional del macizo rocoso entorno al túnel, permitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio en que el sostenimiento controla dicha deformación, anclando éste al propio terreno. Esto se consigue mediante técnicas de auscultación y medida de convergencias, para controlar las deformaciones en todo momento y evitar que estas sean excesivas por lo que se puede realizar el túnel con un coste mínimo (se reducen los costes de excavación y sostenimiento) y gran seguridad.

Los principios generales del método son:

- Excavación cuidadosa del terreno.
- Elección de la sección según características geomecánicas.
- Sistema de ejecución adaptado a las condiciones del terreno.
- Auscultación sistemática.

2.2.3 Aplicación práctica

Los sostenimientos que se aplican están basados en el hormigón proyectado, bulones y cerchas. La excavación, como se ha indicado, se lleva a cabo mediante explosivos, en las zonas de terreno más resistente, y mediante medios mecánicos (retroexcavadoras, martillo demoledor hidráulico, rozadoras, etc.) en los terrenos más blandos y de peor calidad geotécnica.

La gunita (hormigón proyectado) es el elemento más utilizado y manejable, pudiendo, hoy día, aplicarse con robots, de forma que los operadores queden alejados del frente de excavación, aumentando así su seguridad. Es buena práctica dar una mano de gunita nada más excavar, para evitar pequeños, pero peligrosos, desprendimientos. A continuación ya se pueden colocar cerchas. No resulta conveniente poner las cerchas antes de una mínima protección de gunita, por

el riesgo que entraña a los colocadores de cerchas. Sin embargo, en materiales muy fracturados, la velocidad de deformación puede ser muy grande e impedir que la gunita fragüe, por lo que se usan, entonces, primero las cerchas y después la gunita.

Esa gunita puede armarse con mallazo metálico o con fibras (metálicas, fibra de vidrio), siendo esta última solución la que, actualmente, tiene más aplicación, por el ahorro de tiempo que supone la colocación de la malla (y el riesgo que siempre supone operadores cerca del frente) y por las resistencias que ya se alcanzan con las gunitas armadas con fibras.

Ya en los grandes túneles realizados con el N.A.T.M. en Los Alpes (años 60 y 70, como el Túnel de Alberg o el de Tavern, se realizó un diseño, en función del tipo de terreno, que contemplaba la utilización de siete tipos de secciones, con mayor o menor refuerzo, y la posibilidad de que el frente se abriera a plena sección o en dos o tres fases. Esta sistemática es habitual, con lo que, en la práctica, se sigue el siguiente proceso de diseño y construcción (Oteo, 2003):

- Estudio geomecánico del macizo rocoso en el que se va a construir el túnel.
- Caracterizar geomecánicamente el macizo, con utilización de las clasificaciones geomecánicas, lo que conduce a sectorizar el trazado.
- Definición de secciones tipo de sostenimiento en cada sector antes distinguido, que se determinan.
- Excavación del túnel, con los medios previstos y que se adecuen al principio fundamental de dañar la roca lo menos posible.
- Instalación del sostenimiento previsto en cada sector y que se explicita (en función de las secciones tipo disponibles).
- Instalación inmediata de secciones de auscultación y control, base fundamental del N.A.T.M.

Del seguimiento e interpretación de la instrumentación, puede deducirse si la sección de sostenimiento es la adecuada para esa sección o si es necesario reforzarlo.

También hay que tener en cuenta, entre las críticas al N.A.T.M. las de De Mello (1996), que prefiere denominar al método como Método de Soporte Rápido con Gunita en Túneles (RSST) y que advierte del problema de prever la adecuación del uso de un determinado espesor de gunita con tan sólo el control de la convergencia.

2.2.4 Métodos de construcción en condiciones de roca con deformación por fluencia o squeezing

Estos métodos se caracterizan por tener el frente abierto, con riesgo de caída de terreno en dicho frente y en el techo, en el tramo excavado y todavía no sostenido.

El método empleado deberá conseguir una buena geometría de excavación, la limitación del número y tamaño de las caídas de material durante la excavación, y la estabilidad del terreno mientras se ejecutan las labores de sostenimiento. Para ello se debe llevar una geometría de la excavación adecuada: partición del frente, inclinación del mismo, dejar un machón central, etc.

En ocasiones se deben, realizar diferentes actuaciones previas a la excavación como paraguas de micropilotes, tratamientos de consolidación del terreno, cosido con bulones, gunitado y/o bulonado del frente, etc.

Barla (2003) clasifica los métodos convencionales de construcción en condiciones de roca con deformación, en tres tipos dependiendo de las medidas adoptadas para evitar o mantener bajo control las grandes deformaciones. Éstos son:

- Método de las galerías laterales.
- Método de avance superior y destroza inferior.
- Excavación a frente completo.

Método de las galerías laterales

El método de construcción de las galerías laterales con avances laterales hormigonados se aplica en especial cuando se construyen túneles a poca profundidad, gran sección y terrenos de muy baja calidad. Sin embargo las reducidas dimensiones de las galerías laterales, asociadas con las numerosas fases de excavación/construcción que se requieren suponen un ritmo de avance del frente muy bajo.

Método de avance superior y destroza inferior.

Se aplica normalmente con una altura de avance de 5m ó 6 m para permitir un alto grado de mecanización para la implementación de medidas de estabilización, si se requieren y para la instalación del sostenimiento. La destroza inferior se lleva a cabo en una etapa posterior a la del avance superior a una distancia del frente que depende de la respuesta del terreno durante la excavación. En terrenos muy malos es frecuente construir una contrabóveda de hormigón proyectado como solera de la galería de avance para evitar el desarrollo de deformaciones excesivas (Barla, 2003).

Los trabajos de avance son realmente los más peligrosos por su constante peligro de desprendimientos. Es por lo tanto necesario cumplir con las normas generales de seguridad. Es imprescindible para proseguir los trabajos de avance, el ir dejando la parte de atrás con el terreno suficientemente afianzado y sostenido. La zona de avance debe tener perfectamente saneado todo su frente, y si el terreno es de poca consistencia, simultáneamente a los trabajos de excavación se deben llevar los de contención y/o sostenimiento de tierras por el más conveniente de los métodos

Una vez sostenido el avance, se comienza la destroza, mediante la excavación mecánica. Tal y como se indicó con anterioridad, esta fase junto con la de avance es peligrosa por desprendimientos del terreno excavado y/o colapso por descalce de la fase de avance anteriormente ejecutada (ADIF, 2011).

Método de excavación a sección completa.

En presencia de una roca de buena calidad ($RMR > 60$) resulta bastante atractivo y ha sido empleado con éxito en numerosas ocasiones (Lunardi y Bindi, 2000). Sin embargo, el método puede hacer necesario el uso de un refuerzo sistemático del frente de trabajo y del terreno por delante de él. En la etapa actual, aunque las técnicas de tratamiento del terreno pueden ser muy efectivas para controlar la estabilidad y los movimientos del terreno, los métodos para la predicción y cuantificación de estos efectos aún no están bien establecidos y requieren investigación más avanzada (Barla, 2003).

2.2.5 Ejemplo de túneles reforzados por squeezing

Se incluyen en este apartado, y a título de ejemplos, algunos de los tratamientos de refuerzo en tramos con squeezing que pueden verse en la bibliografía.

En la figura 2.1 se incluye el refuerzo que se realizó en el túnel de Marchante, en la Autovía Málaga – Almería.

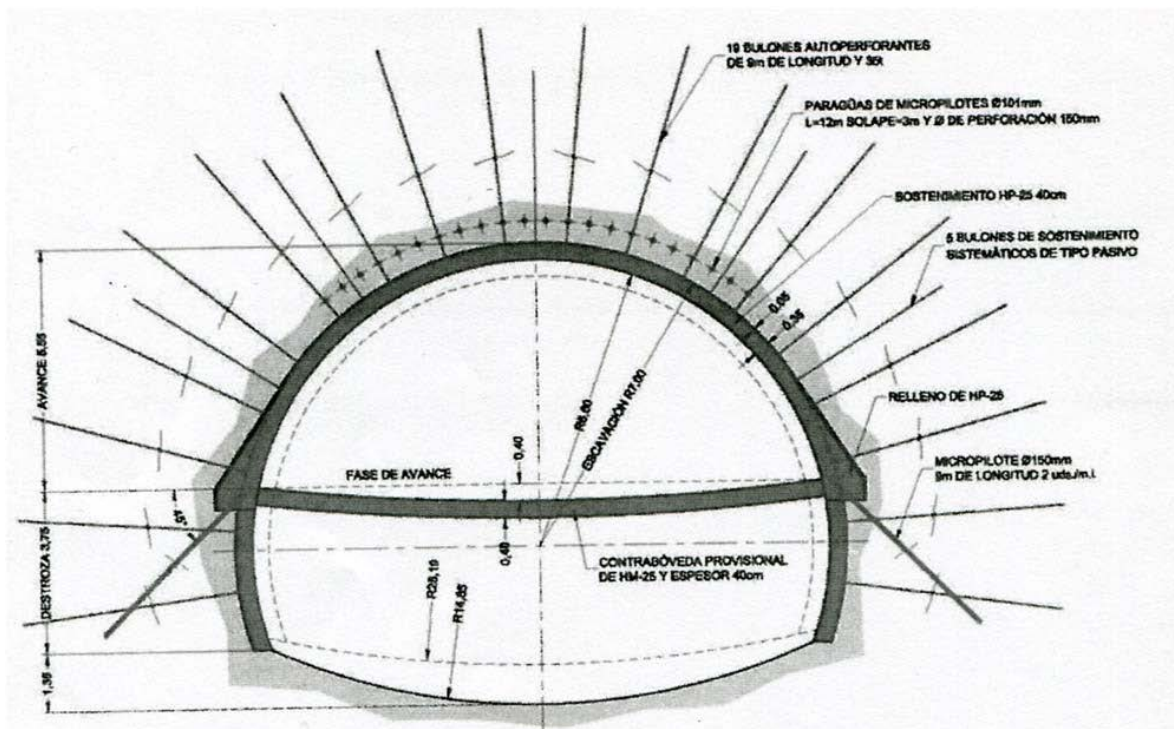


Figura 2.1.- Refuerzo en el túnel de Marchante, en la Autovía Málaga – Almería. (Castanedo, 2014).

El material atravesado por el túnel son esquistos y filitas de Maláguide, y los elementos de refuerzo que se colocaron por metro de túnel fueron:

- Contrabóveda de hormigón proyectado en la fase de avance.
- En cada margen, dos micropilotes de recalce de la fase de avance.
- 18 bulones autoperforantes de 9 metros de longitud (14 en avance y posteriormente 4 en destroza).

En el túnel Strenger en Anatolia, el refuerzo de la sección de sostenimiento para paso de tramos con squeezing de fallas fue el que se representa en la figura 2.2, con 10 bulones autoperforantes de 250KN cada metro, bulones de 6 metros previstos en el tipo de sección y machón central en avance.

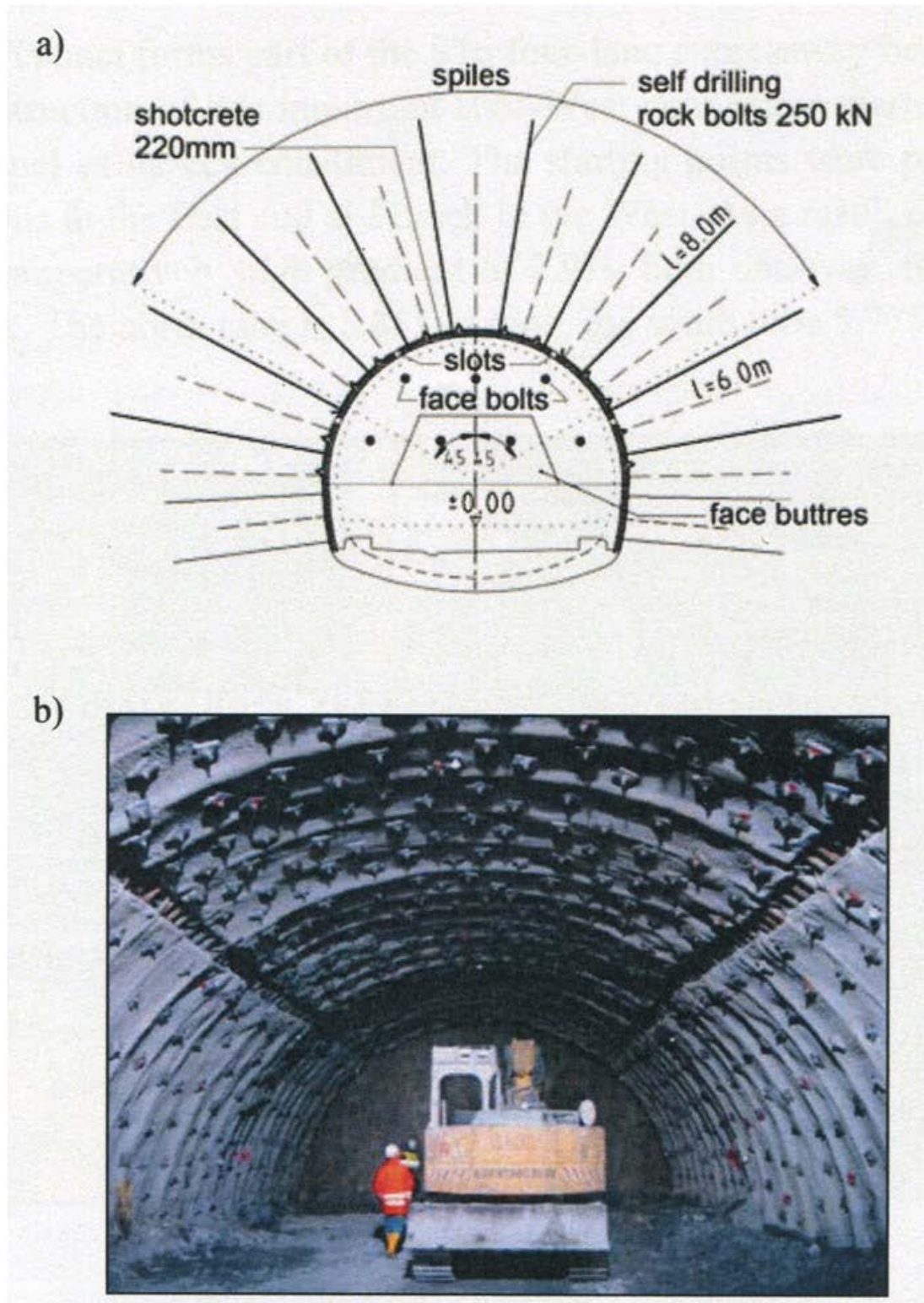


Figura 2.2.- Refuerzo por squeezing en el túnel Strenger (Castanedo, 2014).

A pesar del mayor espesor del anillo de plastificación se mantuvieron 6 bulones pasivos por metro, intercalados entre los autoperforantes para regularizar la deformada del sostenimiento entre

autoperforantes, y un espesor de hormigón proyectado de 22cm para no permitir una rotura de éste demasiado frágil.

El último ejemplo incluido es el túnel de San Martin Le Porte de la L.A.V. Lyon – Turín.

En la figura 2.3 puede verse una vista del tramo con fuertes convergencias por squeezing severo.



Figura 2.3.- Vista de una sección afectada por squeezing (Castanedo, 2014).

En la figura 2.4 se representa el refuerzo de la sección que se colocó en la zona deformada.

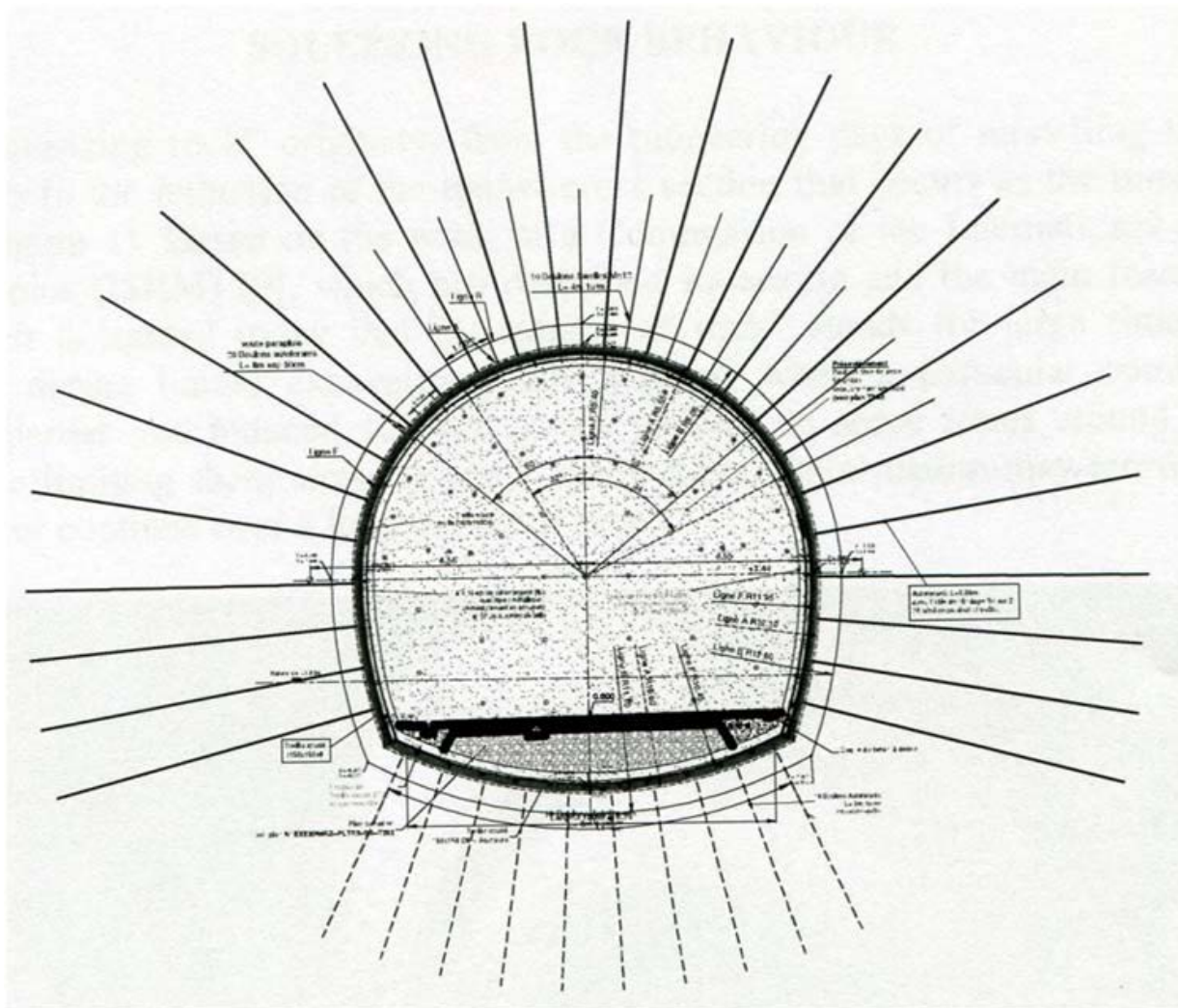


Figura 2.4.- Refuerzo por squeezing en el túnel de San Martín Le Porte (Castanedo, 2014).

Como puede verse el refuerzo estaba constituido por los siguientes elementos por pase de 1 metro:

- 10 bolones cortos de 4 metros de longitud.
- 24 bolones largos autoperforantes de 8 metros de longitud.
- Cerchas TH-29 cada metro, con abundantes tramos cogidos por grapas para permitir convergencias.
- 10+20cm de hormigón proyectado.

Como puede verse en los tres ejemplos anteriores, los criterios generales de refuerzo son:

- Empleo de bolones largos con mallas de 1x1 metro a 1x1,50 metros, cuyas longitudes son iguales o superiores a 8 metros.

- Mantenimiento de los espesores de hormigón proyectado de 10 a 30cm, incluso en dos fases, la inicial de menor grosor para facilitar una mayor convergencia.
- Cerchas con muchas uniones de grapa para permitir su cierre, sin que se produzca el doblado de la cercha.

Por tanto, es evidente la necesidad del empleo de bulones largos (longitud mayor o igual de 8 metros) para refuerzo y/o estabilización de tramos de túnel con convergencias por squeezing

2.3 CONTROL DE MOVIMIENTOS EN TÚNELES

2.3.1 Auscultación. Prácticas de instrumentación.

La técnica moderna de diseño y ejecución de túneles, requiere necesariamente un sistema de toma de datos geológicos y geotécnicos en obra, que permita precisar estos datos y contrastarlos con los estimados durante la redacción del proyecto (retroanálisis). Se impone, asimismo, a medida que los nuevos datos están disponibles, recalcular estructuralmente el túnel, modificando eventualmente los sostenimientos aplicados. Esta filosofía de ingeniería de túneles se conoce habitualmente como “Diseño Activo” (ADIF, 2011).

Los sistemas de toma de datos del terreno y medida del comportamiento estructural del túnel, es lo que se conoce con el nombre genérico de “Auscultación”. Bajo el término de auscultación, aplicado a túneles, se engloba a todo el conjunto de labores necesarias para el control del comportamiento de una excavación subterránea centrándose en la observación sistemática del comportamiento estructural de las secciones de sostenimiento y en la vigilancia de transiciones o accidentes geológicos particulares de la traza.

Los datos de instrumentación deben estar correlacionados con las observaciones geológicas de la excavación, siendo imprescindible la presencia de personal especializado, responsable del seguimiento, evaluación e interpretación inmediata, en el propio campo, de todos los datos de auscultación. De esta forma es posible la interpretación correcta de la auscultación y se agiliza la toma de decisiones y de acciones correctivas necesarias.

La función básica de la auscultación es medir los movimientos en el terreno y las tensiones que se producen en el sostenimiento y el revestimiento, centrándose en el control a lo largo del túnel de los siguientes parámetros (figura 2.7):

- Desplazamientos en el contorno del túnel: Medición de la deformación relativa entre puntos interiores a la sección excavada, convergencias. Se controlará tanto el valor de la deformación como la velocidad de deformación, instalándose a lo largo del

túnel una serie de estaciones de convergencia. En aquellas zonas especialmente conflictivas se intensificará la medida mediante métodos topográficos.

- Movimientos en el interior del macizo rocoso: Control de la deformación en el trasdós de la excavación como respuesta a la relajación tensional del terreno o descompresión. Se instalarán extensómetros de varillas (figura 2.5).

INSTALACIÓN DE EXTENSÓMETRO DE VARILLAS.
DIÁMETRO APROXIMADO 102 mm
Sin escala

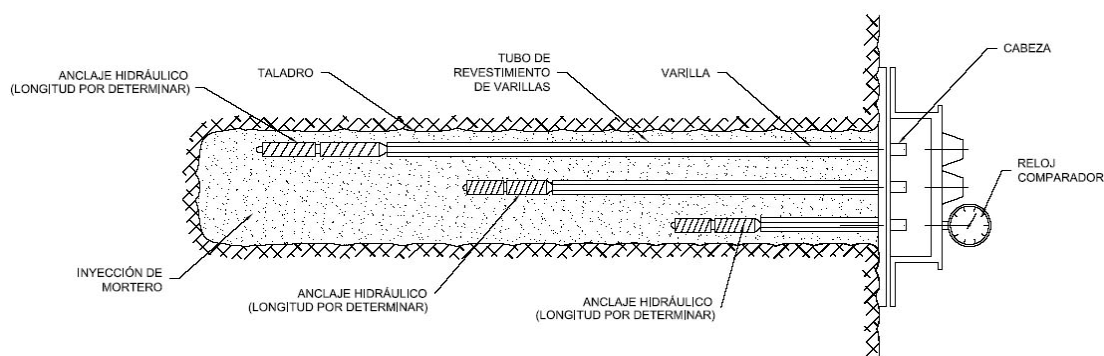


Figura 2.5.- Instalación de extensómetro de varillas multipunto (ADIF, 2011).

- Determinación de las tensiones en el hormigón: Medición de las presiones radiales y circunferenciales ejercidas por el terreno sobre el sostenimiento. Se emplearán células de presión embebidas en el hormigón (figura 2.6) y extensómetros de hilo vibrante en cerchas y embebidos en el hormigón.

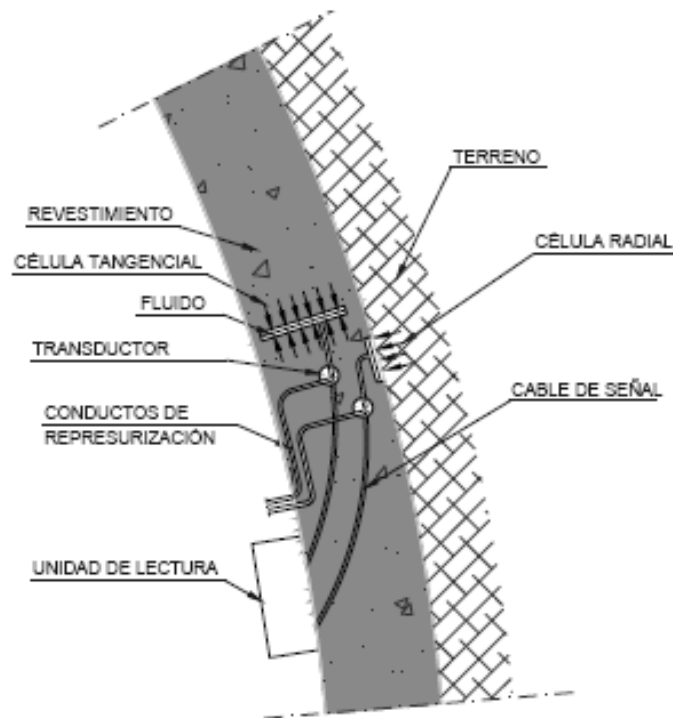


Figura 2.6.- Esquema de instalación de células de presión (ADIF, 2011).

- Determinación de las tensiones naturales y la relajación del terreno: las tensiones naturales, cuantificadas a través del ratio tensional (coeficiente de empuje en reposo $k_0 = (\sigma'_H / \sigma'_V)$, tensiones efectivas), pueden medirse en obra, de manera precisa, a partir de convergencias, gatos planos, etc. Otra variable a determinar es la relajación del terreno, por efecto de la excavación. Cuanto más se relaja el terreno antes de colocar el sostenimiento, menos se carga éste.
- Estabilidad de los emboquilles: Medición mediante inclinómetros, de posibles inestabilidades en los taludes frontales de emboquille.
- Control de asientos: Sobre los servicios existentes que discurren a escasos metros de la clave del túnel. Se emplearán hitos de nivelación.

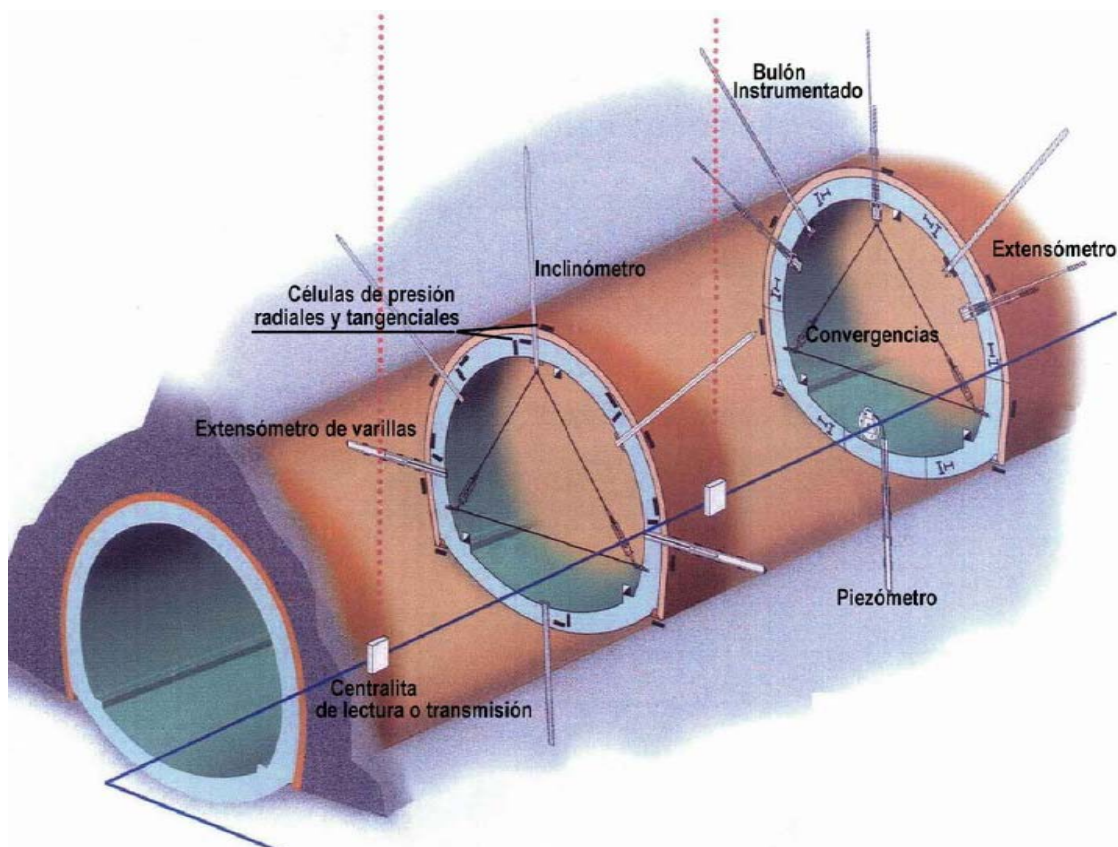


Figura 2.7.- Esquema "Tipo" de configuración de un sistema de auscultación en túnel (ADIF, 2011).

Además de los citados trabajos de control, se hace imprescindible el control geométrico de la excavación, que será realizado con el concurso de técnicas topográficas.

2.3.2 Medidas de convergencia

Las mediciones de convergencia y la vigilancia con métodos de reconocimiento de los desplazamientos del perímetro del túnel excavado forman parte de las operaciones rutinarias en la actual construcción de túneles. La variación de los desplazamientos es comprobada y correlacionada con los procedimientos de construcción de túneles, tales como la excavación, la instalación del sostenimiento y el cierre de la contrabóveda. "La estabilización del sistema completo y su seguridad, la necesidad de sostenimiento adicional y, por el contrario, el permiso

para reducir el sistema de sostenimiento, es juzgado en base a las medidas de convergencia o desplazamientos en o cerca de la superficie excavada del túnel" (Müller, 1978; p. 607).

Adif ha establecido un *protocolo para el seguimiento geológicogeotécnicohidrogeológico y control de auscultación de túneles (2012)*. En lo relativo al control de auscultación, el protocolo establece que realizar un control sistemático y eficaz de las convergencias y nivelaciones de clave es imprescindible para garantizar la calidad de la ejecución de los túneles y para minimizar los riesgos durante los trabajos llevados a cabo. El protocolo mencionado establece que para un correcto seguimiento de las convergencias, es necesario asegurar la posibilidad de medición en cualquier momento. A tal fin, se debe disponer al menos de:

- Cintas "invar" taradas entre sí.
- Operarios con los mismos criterios de toma de medidas.
- Los medios auxiliares necesarios para acceder a los puntos de medida.

En cuanto al procedimiento de medida el nivel necesario de control de los movimientos de un túnel, depende en parte de la geología de los terrenos que atraviesa. Las secciones de convergencia se colocarán con el espaciamiento que indique el pliego de cada proyecto (generalmente cada 20 m), y en los puntos de cambio de formación geológica.

En cada sección de convergencia se colocarán una serie de pernos como puntos de medida con el objetivo de delimitar los movimientos de esas secciones. Dichos pernos deben tener una cabeza en forma de aro, en el cual se pueda acoplar el gancho de la cinta "invar"(figura 2.10).

El protocolo de ADIF mencionado, establece también que la situación de los pernos dentro de la sección será: uno en clave, dos en la base de los hastiales de la sección de avance y los otros dos en la base de los hastiales de la sección completa, y que la distancia mínima entre la solera y el punto de medida será de 1,5 m. (figura 2.8 y figura 2.9)

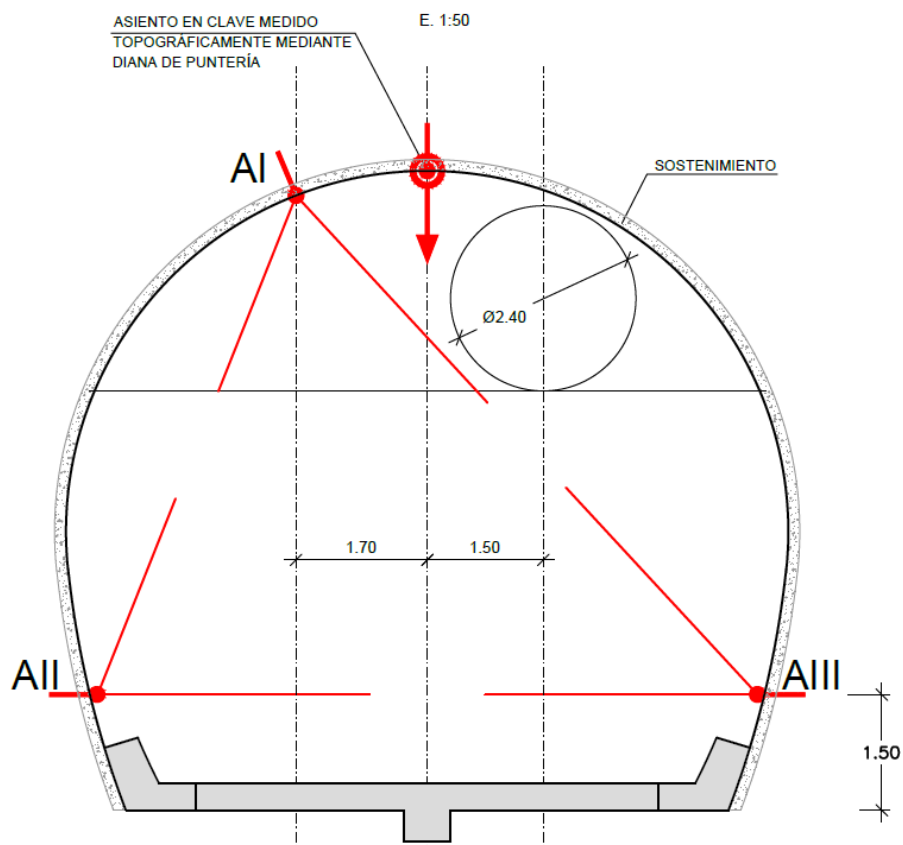


Figura 2.8.- Ejemplo sección tipo en sección completa (ADIF, 2011).

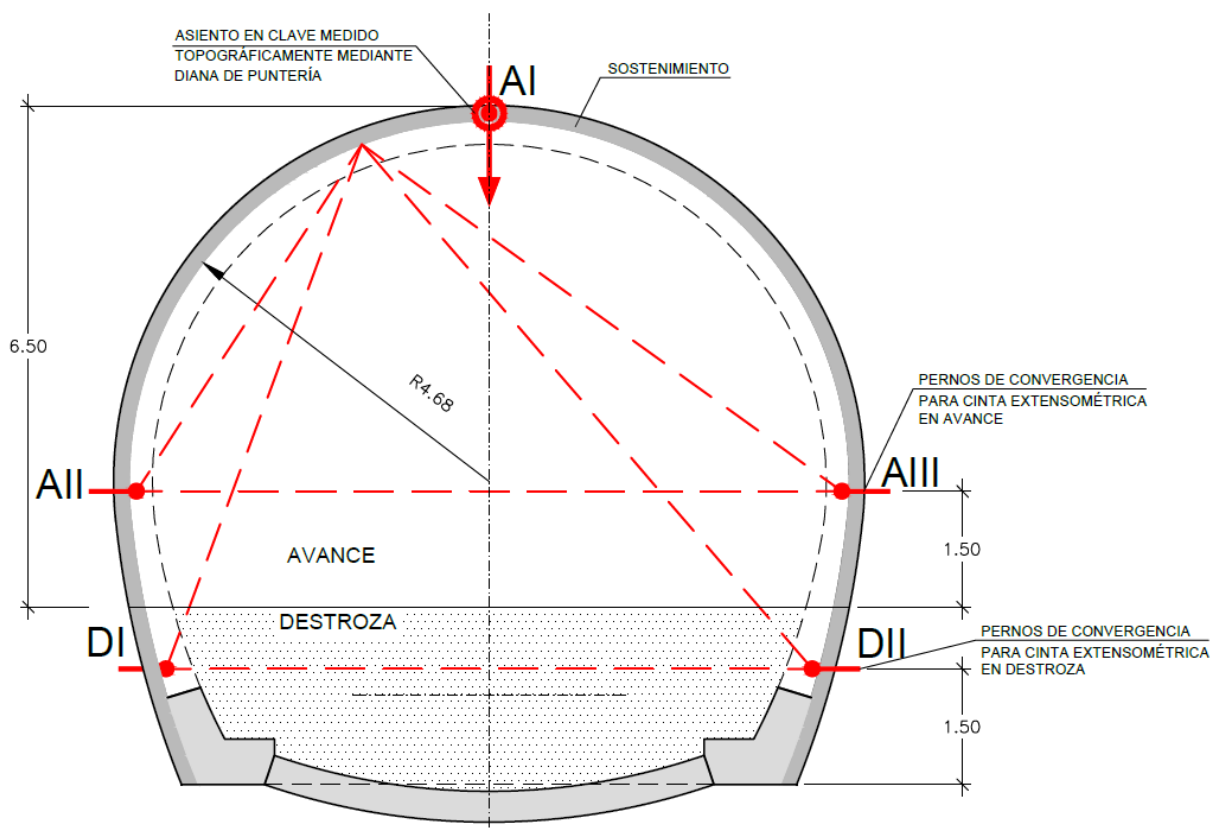


Figura 2.9.- Ejemplo sección tipo en avance y destroza (ADIF, 2011).

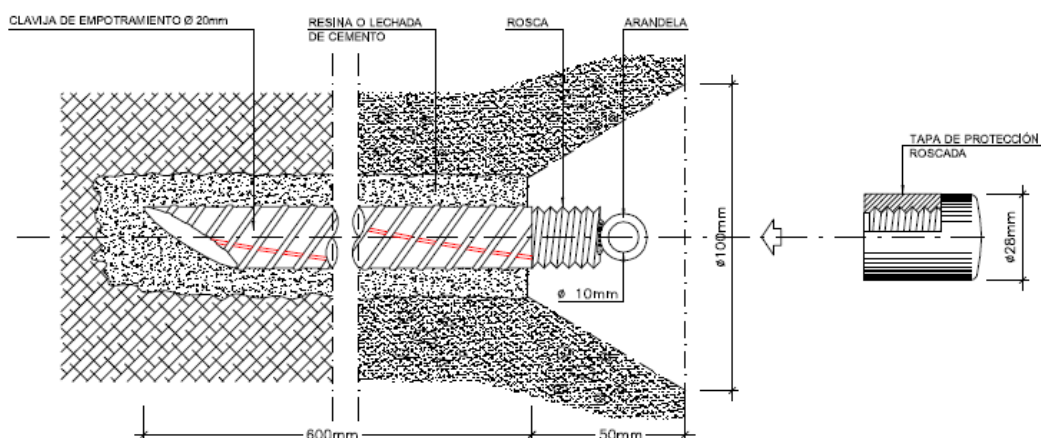


Figura 2.10.- Detalle de punto de medida de convergencias (ADIF, 2011).

Los pernos situados en la clave dispondrán de una diana que permita la toma de datos de la nivelación de la clave mediante estación total, en cada una de las secciones de auscultación.

Las secciones de convergencia se colocarán en las 24 horas siguientes a la ejecución del pase. La primera lectura se establecerá como el origen de las medidas.

2.4 DEFORMACIONES PLÁSTICAS. SQUEEZING

2.4.1 Definición

La comisión sobre Squeezing Rocks in Tunnels, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), ha definido Squeezing (Barla, 1995) como: "Gran deformación dependiente del tiempo que ocurre alrededor de un túnel o excavación subterránea, asociada básicamente a la fluencia ("creep" en el original en inglés) causada por tensiones que superan la resistencia límite a esfuerzo cortante. La deformación puede producirse durante la construcción o continuar durante un largo período de tiempo".

El término squeezing se deberá aplicar tan sólo a deformaciones de tipo plástico o viscoso, distintas del swelling, que es un hinchamiento acompañado por el aumento de humedad y absorción de agua.

Arlandi y González del Tánango (2007) complementan la definición de squeezing con los siguientes comentarios:

- El comportamiento del squeezing está asociado con macizos rocosos con pobre resistencia y deformabilidad. Basado en experiencia previas, hay numerosas rocas donde el squeezing puede aparecer, si las condiciones de carga necesarias para que comience el squeezing están presentes: gneises, micaesquistos, y calcoesquistos (tipicos de zonas de contacto y tectonizadas y fallas), argilitas, pizarras arcillosas, margas arcillosas, etc.
- El comportamiento del squeezing implica una rotura que aparece alrededor del túnel; el comienzo de esta plastificación en los alrededores del túnel supone un importante incremento en las convergencias del túnel y desplazamientos del frente. Éstos son generalmente importantes y se incrementan con el tiempo y representan el aspecto más significativo del fenómeno.
- La orientación de discontinuidades, como planos de estratificación y esquistosidades, juegan un importante papel en el comienzo y desarrollo de grandes deformaciones alrededor de túneles y, por lo tanto, también del comportamiento de squeezing. En general, si la dirección de la principal discontinuidad es paralela al eje del túnel, la deformación aumenta significativamente, como se observa en términos de convergencia durante el avance del frente.

- La distribución de la presión de poros y el nivel piezométrico influyen en el comportamiento tensodeformacional del macizo rocoso. Los drenajes causan una reducción del nivel piezométrico y controlan tanto los alrededores del túnel como el frente y ayudan a retrasar el desarrollo de las deformaciones en el terreno.
- Las técnicas de construcción para excavación y sostenimiento (por ejemplo, la secuencia y el número de fases de excavación adoptadas, incluyendo también las medidas de estabilización) pueden influir en las condiciones de estabilidad globales de la excavación. En general, un pronto confinamiento de la periferia del túnel y de las inmediaciones del frente, son, hoy por hoy, los factores más importantes para controlar las deformaciones del terreno.

En el artículo de construcción de túneles escrito por Karl Terzaghi (1946), "Defectos de la roca y carga en los sostenimientos de túneles", se da la siguiente definición de roca con squeezing: "Una roca con squeezing es simplemente roca que contiene una considerable cantidad de arcilla. La arcilla puede haber estado presente originalmente como en algunas pizarras, o pueden ser un producto de alteración. La roca puede encontrarse mecánicamente intacta, diaclasada o triturada. La fracción de arcilla de la roca puede estar dominada por los inofensivos miembros del grupo de la caolinita o puede tener las dañinas propiedades de las montmorillonitas. Por lo tanto, las propiedades de la roca con deformabilidad pueden variar dentro de un rango tan amplio como el de las arcillas". Cuando se sigue adelante con el objeto de "informar al constructor del túnel de los pasos necesarios para obtener una concepción de las condiciones de presión y trabajo que se tienen que anticipar en la construcción de un túnel propuesto en un lugar determinado", Terzaghi (1946) proporciona la siguiente descripción de comportamiento de la roca deformable: "La roca con squeezing lentamente avanza hacia el interior del túnel con un incremento de volumen imperceptible. La condición previa para deformación es un alto porcentaje de partículas microscópicas y sub-microscópicas de minerales micáceos o de minerales arcillosos con una capacidad de hinchamiento baja".

2.4.2 Principales criterios de fluencia

Para realizar la predicción y valoración del fenómeno de fluencia (squeezing), suelen aplicarse criterios empíricos, basados en la experiencia. En general suelen utilizarse dos tipos de criterios, los basados en las clasificaciones geomecánicas, y los basados en la estimación de la resistencia a compresión del macizo rocoso.

a) Criterio de Goel (1994)

Este autor propone un criterio de squeezing basado en la obtención del índice Q de Barton del macizo rocoso, establecido a partir de datos procedentes de 99 ejemplos de obras subterráneas en Escandinavia, Reino Unido e India. Goel (1994) considera tres grados de fluencia, que denomina ligero, moderado y severo. Las expresiones empíricas que predicen estos grados, requieren tan sólo conocer la cobertera H, el ancho del túnel B y el índice Q (Tabla 2.1):

Tabla 2.1. Intervalos criterio de Goel (1994).

Sin fluencia	$H < 275 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1}$
Fluencia ligera	$275 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1} < H < 450 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1}$
Fluencia moderada	$450 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1} < H < 630 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1}$
Fluencia severa	$630 \cdot Q^{0.33} \cdot B^{-0.1} < H$

b) Criterio de Barla (1995)

Este autor ha propuesto un criterio muy útil y sencillo de aplicar para la estimación de las condiciones de squeezing, que está basado en el cálculo del ratio:

$$\frac{\sigma_{c\text{mass}}}{\gamma \cdot z}$$

Donde:

- $\sigma_{c\text{mass}}$ = Resistencia a compresión simple del macizo rocoso.
- γ = Peso específico de la roca suprayacente.
- z = cobertera del terreno sobre el túnel.

El resultado obtenido del cálculo del ratio predice las condiciones de fluencia (squeezing) de acuerdo a los siguientes valores, expresados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Grado de fluencia. (Barla, 1995).

GRADO DE FLUENCIA	RATIO
Sin fluencia	>1,0
Fluencia ligera	0,4-1,0
Fluencia moderada	0,2-0,4
Fluencia severa	<0,2

c) Criterio de Hoek y Marinos (2000).

Es el criterio más reciente, y quizás el que mejor prevé los fenómenos de squeezing. Estos autores estiman el grado de fluencia mediante la obtención del ratio:

$$\frac{\sigma_{c\text{mass}}}{\rho_0}$$

Donde

- $\sigma_{c\text{mass}}$ = Resistencia a compresión simple de la roca.
- ρ_0 =Tensión in situ.

Hoek y Marinos (2000) proponen estimar estos dos parámetros de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\sigma_{c\text{mass}} = (0,0034m_i^{0,8})\sigma_c(1,029+0,025e^{(-0,1m_i)})^{GSI}$$

$$\rho_0 = \gamma \cdot Z.$$

σ_c =resistencia a compresión simple de la roca sana (laboratorio).

donde:

- $\sigma_{c\text{mass}}$ = Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- m_i =Constante del criterio de rotura de Hoek& Brown. Se relaciona con el cociente σ_d / σ_t .
- GSI=Geological Strength Index.

- γ =Peso específico de la montera del túnel.
- Z=Cobertera del túnel.

A diferencia de Barla (1995), este criterio propone una expresión para estimar la convergencia ϵ (%) generada en el túnel, como porcentaje del diámetro total del mismo:

$$\epsilon = 0,2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cmass}}{\rho_0} \right)^{-2}$$

Este porcentaje es el parámetro base empleado por estos autores para valorar el grado de squeezing, tal como se expresa en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Grados de Squeezing según Hoek y Marinos (2000).

CLASE	CONVERGENCIA ϵ %	SQUEZZING
A	<1%	No se desarrollan fenómenos de squeezing
B	1%-2.5%	Squeezing ligero
C	2.5%-5%	Squeezing moderado
D	5%-10%	Squeezing severo
E	>10%	Squeezing extremo

MARCO EMPÍRICO

3 PRESENTACIÓN DEL TÚNEL O CAÑIZO VÍA DERECHA.

Actualmente, el tráfico ferroviario entre Zamora y Ourense se desarrolla por la línea ferroviaria Zamora-La Coruña, que tiene su prolongación desde Zamora hasta Madrid. Esta línea ferroviaria es de vía única sin electrificar y dispone de un armamento de vía consistente en carril UIC-54 dispuesto sobre traviesa monobloque en una banqueta de balasto silíceo.

El acceso ferroviario de Alta Velocidad a Galicia es una de las actuaciones prioritarias contempladas en el Plan Estratégico de Infraestructuras de Transporte, el cual incluye, dentro del Corredor Ferroviario Norte-Noroeste y como transición entre Castilla-León y Galicia, el tramo entre Lubián y Ourense. Consiste en la construcción de la plataforma de un tramo de 6,64 kilómetros de la nueva línea ferroviaria de alta velocidad Madrid-Galicia, dentro de su tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha. El trazado se localiza en la provincia de Ourense y discurre por los términos municipales de A Mequita y A Gudiña, estando comprendidos los 6,64 kilómetros entre los pp.kk. 0+500 a 7+400 del " Estudio Informativo del Proyecto del Acceso Ferroviario en Alta Velocidad a Galicia. Tramo Lubián-Ourense".

Las características del túnel son:

- De 5.372,219 m de longitud en vía derecha, localizado en el término municipal de A Gudiña, entre los pp.kk. 200+249,389 y 205+621,608 de la vía derecha de proyecto. En la figura 3.1 se adjunta su ubicación.
- La velocidad de circulación para la cual se ha definido la totalidad del trazado es de 350 km/h.
- Debido a la longitud del túnel de proyecto (5,3 km), éste se ha proyectado con sección de vía única en paralelo al túnel correspondiente a la vía izquierda, generando así una sección bitubo de vía única, evitando la sección monotubo de vía doble.
- El entreje con el cual se han definido ambos túneles ha sido de 25 m.
- Para el túnel de O Cañizo Vía Derecha se ha definido una sección geométrica con sección libre de 52 m² la cual cumple los criterios de salud y confort de acuerdo con la IGP-4.1.(Instrucción general de Proyectos de ADIF).
- La sección tipo es semicircular con un radio interior de 4,375 m, cambiando éste a 8,814 m en la parte inferior de los hastiales. El revestimiento es de hormigón encofrado HM-30 con

una dosificación de 2 kg/m^3 de fibras de polipropileno de 12 mm de longitud y $31 \text{ }\mu\text{m}$ de diámetro para mejorar la resistencia al fuego del hormigón de revestimiento. Dicho revestimiento presenta un espesor mínimo de 0,30 m en la clave y aumentando éste hacia la parte inferior de los hastiales para garantizar dicho espesor útil en la zona de los colectores de trasdós longitudinales de recogida de aguas.

Se presentan a continuación las secciones tipo definidas para el túnel de O Cañizo Vía Derecha, tanto con solera plana (figura 3.2) como con contrabóveda (figura 3.3)

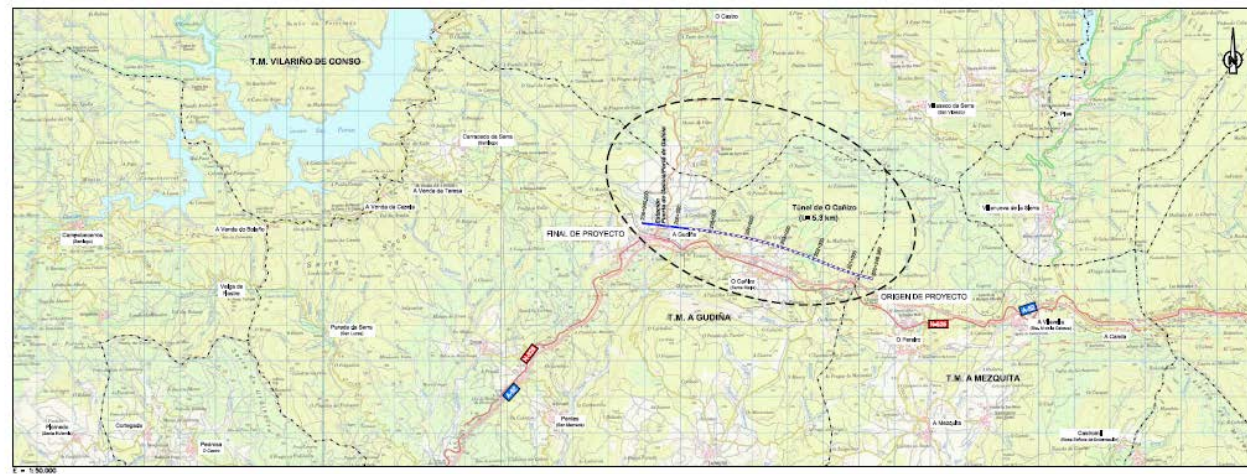


Figura 3.1. Situación.

Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad.
Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Caíño. Vía derecha.

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN DE TÚNEL	APLICACIÓN
200+276.40 a 201+295.91	CONTRABOVEDA	100%
201+295.91 a 202+522.80	SOLERA PLANA	100%
202+522.80 a 203+530.00	CONTRABOVEDA	100%
203+530.00 a 204+575.00	SOLERA PLANA	100%
204+575.00 a 204+589.80	CONTRABOVEDA	100%
204+589.80 a 204+818.61	SOLERA PLANA	100%
200+818.61 a 202+828.95	CONTRABOVEDA	100%
202+828.95 a 201+477.00	SOLERA PLANA	100%
201+477.00 a 201+498.44	CONTRABOVEDA	100%
201+498.44 a 202+273.10	SOLERA PLANA	100%
202+273.10 a 202+285.20	CONTRABOVEDA	100%
202+285.20 a 202+960.75	SOLERA PLANA	100%
202+960.75 a 202+408.04	CONTRABOVEDA	100%
202+408.04 a 201+253.38	SOLERA PLANA	100%
201+253.38 a 201+265.60	CONTRABOVEDA	100%
201+265.60 a 201+299.86	SOLERA PLANA	100%
201+299.86 a 201+414.50	CONTRABOVEDA	100%
201+414.50 a 201+591.75	SOLERA PLANA	100%
201+591.75 a 201+647.70	CONTRABOVEDA	100%

TÚNEL EJECUTADO POR MÉTODOS CONVENCIONALES CASO DE CONTRABÓVEDA CURVA

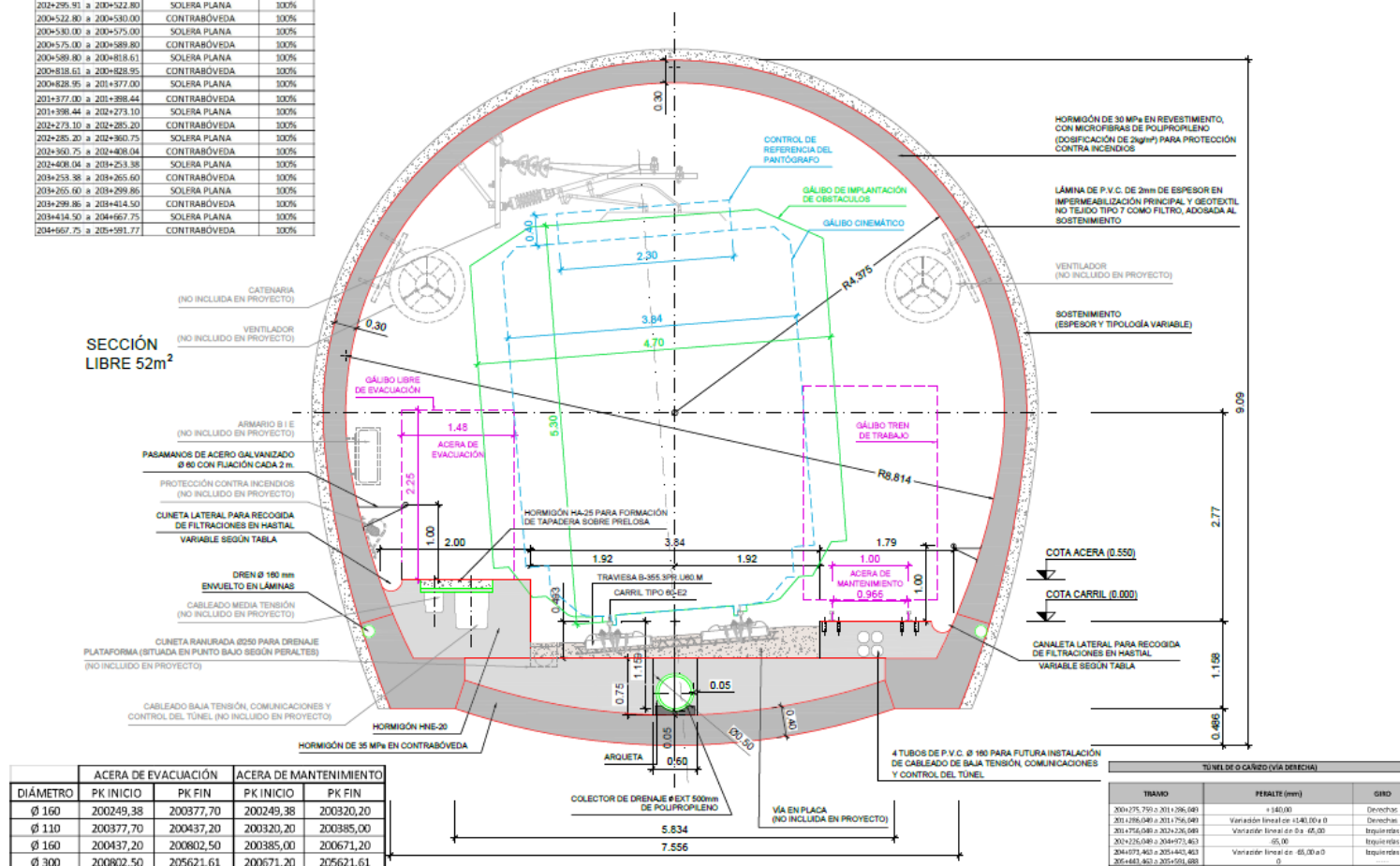


Figura 3.3.- Sección túnel con contrabóveda.

Fuente: ADIF. (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. -Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.

La contrabóveda es de hormigón en masa HM-35, con un radio interior de 8,589 m y un espesor de 0,40 m. En el encuentro de la contrabóveda con los hastiales se han definido zapatas, según se observa en las figuras.

La disposición de uno u otro tipo de sección viene condicionada por la litología, calidad del macizo rocoso y la profundidad del túnel.

El proyecto constructivo, dentro de la problemática geológico geotécnica, considera como punto crítico el macizo rocoso existente en los 770 metros de anchura que presenta la falla de Pentes en el túnel de O Cañizo y que va a suponer un condicionante para su construcción. Dentro de esta zona tectonizada se reconoce la existencia de un sistema de fallas sintéticas, con zonas de fracturas de potencias centimétricas a métricas, que aparecen rellenas por brechas arcillosas formadas por clastos de la roca de caja embebidos en arcilla. Estas rocas de falla presentan en todos los casos RQD cero. Las rocas encajantes de las fallas sintéticas aparecen fracturadas, aumentando el grado de fracturación de oeste a este. Los primeros 500 metros de la zona de fractura de Pentes, entre los p.k. 204+645 a 205+145, la roca de caja del sistema sintético de fallas suele presentar RQD de entre 0 y 25, con valores medios de 10; mientras que en los restantes 220 metros de zona de fractura el RQD de la roca de caja varía entre 0 y 50, con valores medios de 25. Además, la zona de falla de Pentes forma un nivel acuífero libre de carácter fisural que puede aportar un volumen significativo de agua al túnel a favor de los planos de fractura, lo que puede producir una depresión del nivel freático hasta la cota de solera del túnel, lo que puede suponer una afección para las captaciones del entorno.

La tramificación del macizo rocoso a cota del túnel se ha basado en los datos proporcionados por la interpretación geológica del macizo rocoso en base a los datos de superficie y por los sondeos realizados hasta alcanzar la cota de los túneles. Apartir de éstos se obtienen los índices RMR teóricos que se adjuntan en la tabla 3.1.

En el ANEJO I se adjunta el perfil geotécnico del túnel.

.

Tabla 3.1. Tramificación del RMR en túnel de O Cañizo (vía derecha) según las columnas de los sondeos realizados (Proyecto del túnel de O Cañizo. Vía Derecha).

P.K. TRAMO	LONGITUD (m)	TERRENO EXCAVADO	GRUPO GEOMECÁNICO	RMR	GSi	σ_{ci} (kp/cm ²)	E_m (MPa)	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
204+645 - 204+750	105,0	FALLA DE PENTES (Grado de meteorización. III a IV)	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	20 (15-27)	35 (30-38)	10-100	150-800	10,0	25°
204+750 - 205+000	250,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización. II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	15 (13-34)	33 (31-45)	5-50	80-500	5,0	25°
205+000 - 205+140	140,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	25 (20-35)	41 (36-46)	50-200	300-2.000	15,0	35°
205+140 - 205+180	40,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización. II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	18 (15-20)	36 (33-38)	10-100	150-800	10,0	25°
205+180 - 205+320	140,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización. II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	25 (20-35)	41 (36-46)	50-200	300-2.000	15,0	35°
205+320 - 205+360	40,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización . II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS	18 (15-20)	36 (33-38)	10-100	150-800	10,0	25°



P.K. TRAMO	LONGITUD (m)	TERRENO EXCAVADO	GRUPO GEOMECÁNICO	RMR	GSi	σ_{ci} (kp/cm ²)	E_m (MPa)	c' (t/m ²)	ϕ' (°)
205+360 - 205+415	55,0	FALLA PENTES. (Grado de meteorización . II) + Brecha V-IV	SD-F (BRECHAS Y MILONITAS ASOCIADAS A FALLAS)	25 (20- 35)	41 (36- 46)	50-200	300-2.000	15,0	35°
205+415 - 205+592	177,0	Grado de meteorización II- III	SAR(ARENISCAS Y GRAUVACAS)	30 (25- 35)	46 (41 - 51)	100-250	800-3.500	20,0	40°

Además el proyecto realiza un análisis sobre la posibilidad de que aparezcan fenómenos de fluencia. Según el criterio de Hoek (2000) para evaluar la posibilidad de fenómenos de fluencia del macizo rocoso, el proyecto hace referencia concreta al caso particular de la Falla de Pentes, señalando la existencia de un macizo rocoso constituido por zonas brechificadas de pizarras y areniscas, en ocasiones, con bandas de milonización intercaladas, y en el que los problemas de deformación se complican y será necesario un sostenimiento más pesado que sea capaz de absorber los esfuerzos residuales debidos a la pérdida progresiva de resistencia del macizo rocoso.

La solución propuesta consiste en la sección STP-V, representada en la figura 3.4, que presenta las siguientes características:–

Aplicación en MACIZOS ROCOSOS DE PIZARRAS Y ARENISCAS (SPG Y SAR) (tramo P.K. 204+640 – 205+592) con un RMR inferior a treinta ($RMR < 30$).

- Hormigón proyectado H/MP/35 reforzado con fibras metálicas (energía de absorción mínima de 750 Julios y una cuantía estimada de 40 kg/m^3) con 30 cm espesor total (Capa de sellado $e = 5+5 \text{ cm}$ + Capa de refuerzo $e = 10+10 \text{ cm}$).
- Malla electrosoldada en sostenimiento de túneles con acero corrugado B 500 T de $\varnothing 8 \text{ mm}$ en cuadrícula $10 \times 10 \text{ cm}$, dispuesta entre las capas del hormigón proyectado de sellado.
- Cerchas metálicas HEB-160 separadas cada 1,0 m.
- Excavación bajo paraguas troncocónico de micropilotes, formado por tubos de acero de $f_y=5.600 \text{ kp/cm}^2$; $\phi_{EXT}/\phi_{INT} = 101,6\text{mm}/81,6\text{mm}$; $\phi_{PERFORACIÓN} = 150 \text{ mm}$; inyectado con lechada de cemento, separados 50 cm, de 12 m de longitud y solape longitudinal de 3 m.
- Fases de excavación: avance, destroza (con hastiales excavados alternativamente) y contrabóveda.
- Se dispondrá contrabóveda de hormigón HM-35.
- El hormigón proyectado, zapatas y contrabóveda, así como el de las zapatas y muros de arranque, se dispondrá con cemento sulforresistente con una dosificación de cemento de 350 kg/m^3 y clase de cemento CEM I 42,5 R/SR.
- La sección de sostenimiento del avance irá en pata de elefante sobre una placa de apoyo de $1000 \times 300 \times 30 \text{ mm}$.
- Longitud máxima de pase de excavación en avance: 1,0 m, y en destroza: 1,0 m.

- Distancia mínima entre frentes de excavación de avance y destroza: 20 m.
- Gálibo de abono de excavación: 15 cm.

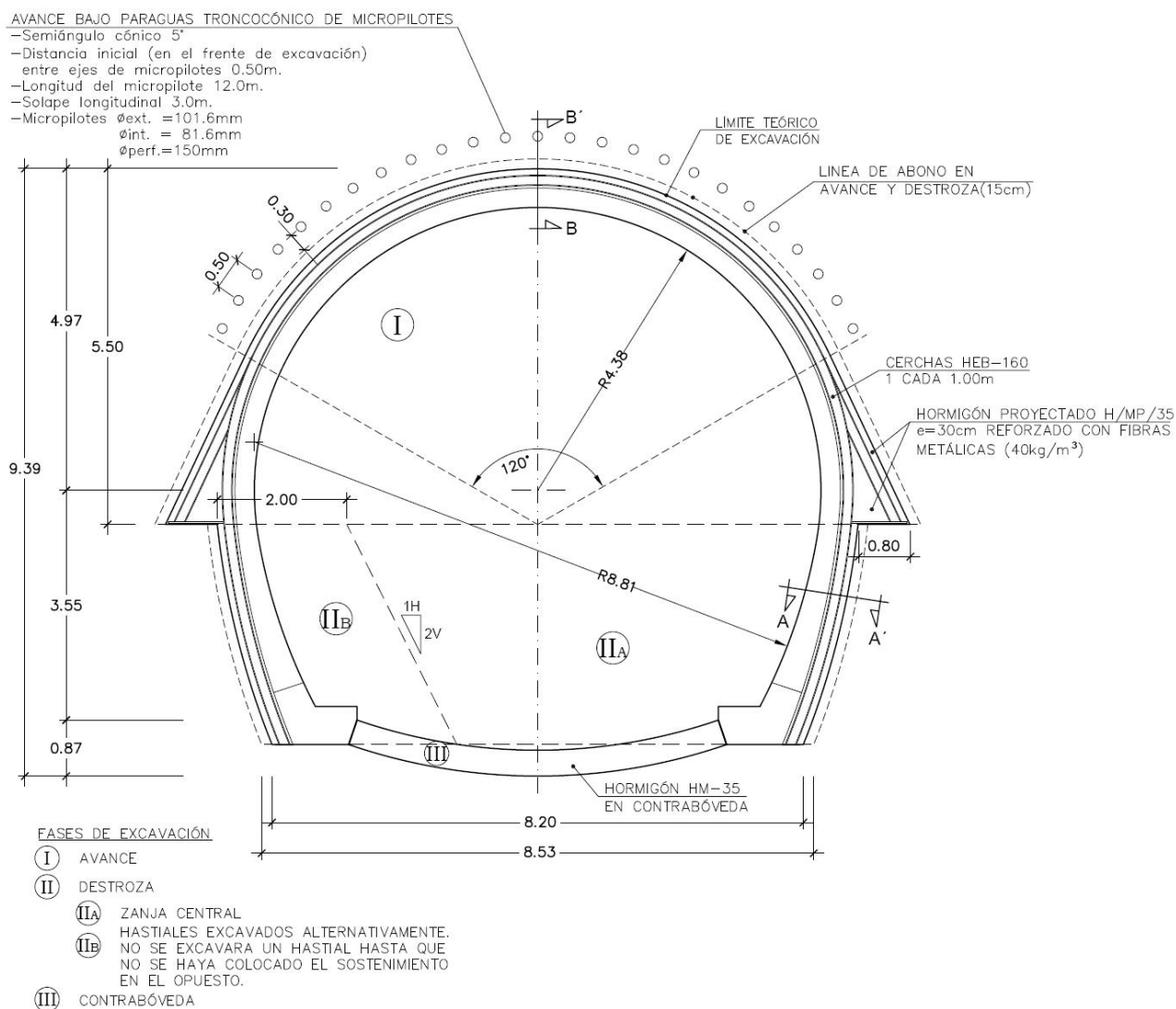


Figura 3.4.- Sección túnel STP V del proyecto.

Fuente: ADIF. (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad.
-Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.

El proyecto también considera un tratamiento denominado TRATAMIENTO ESPECIAL DE RECALCE TE-II (figura 3.5) consistente en:

- Tratamiento ocasional para el recalce del avance en secciones tipo STG-V y STP-V, es decir en macizos rocosos con un índice RMR corregido inferior a treinta ($RMR < 30$), a disponer en

zonas con elevada montera sobre clave del túnel, en general $H > 50$ m, y con terrenos blandos tipo suelo, como zonas milonitizadas, arcillosas y jabres graníticos.

- Hormigón proyectado H/MP/30 con un espesor de 20 cm en contrabóveda provisional de la fase de avance.
- Recalce de cerchas de apoyo en fase de avance con micropilotes en la pata de elefante:
- Tratamiento con inyecciones de mortero de cemento con aditivos acelerantes de fraguado para consolidación e impermeabilización en el trasdós con taladros dispuestos en malla de 2,0 x 2,0 m en la sección de avance, y con una longitud $L = 2,0$ m.
- Longitud máxima de pase de excavación en avance y destroza: 0,5 m.

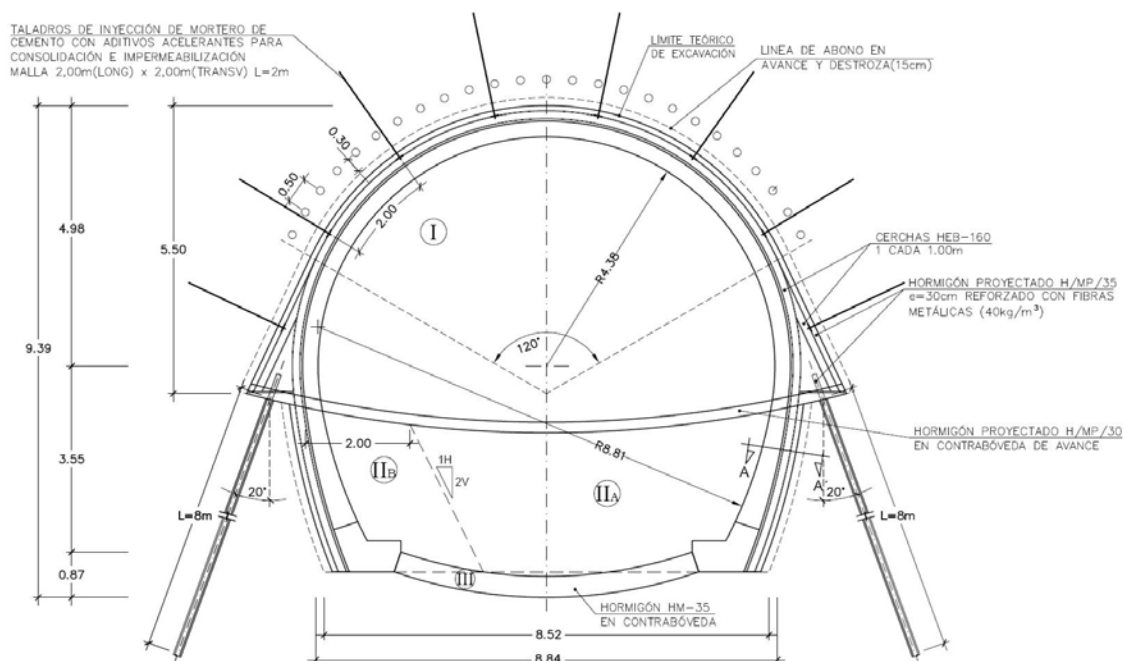


Figura 3.5.- Sección túnel proyecto con tratamiento especial de recalce TE-II.

Fuente: ADIF. (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad.
-Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.

La cuestión es que en el proyecto constructivo se definen las zonas a reforzar con la sección TE-II considerando un 25% de la longitud de los tramos de peor calidad geológico-geotécnica del macizo excavado en zona de granitos y un 15% en zona de pizarras (ver tabla 3.2), lo que en el fondo no es más que una estimación, ya que la decisión de aplicar este tipo de refuerzo se toma en el momento en que se realiza la excavación del túnel.

Tabla 3.2. Porcentaje de tramo a reforzar con tratamiento TE-II según proyecto constructivo.

P.K. TRAMO	LONGITUD (m)	TE-II	
		%	L (m)
201+220 - 201+260	40,00	25%	10,00
201+280 - 201+300	20,00	25%	5,00
201+320 - 201+340	20,00	25%	5,00
202+890 - 202+910	20,00	25%	5,00
203+080 - 203+100	20,00	25%	5,00
204+645 - 204+750	105,00	15%	15,75
204+750 - 205+000	250,00	15%	37,50
205+140 - 205+180	40,00	15%	6,00
205+320 - 205+360	40,00	15%	6,00

LONGITUD TOTAL (m) =	95,25
-----------------------------	--------------

Por último en cuanto a la medida de convergencias, el proyecto señalaba que se efectuarán medidas en la sección STPV de 1 sección cada 10 m, pero sin indicar umbrales a partir de los cuales sea necesario reforzar o bien tener en cuenta la velocidad de deformación.

4 METODOLOGÍA EMPLEADA

4.1 INTRODUCCIÓN

El trabajo de campo consiste fundamentalmente en la toma de medidas de convergencia correspondientes al TÚNEL DE O CAÑIZO VD correspondiente a la LÍNEA FERROVIARIA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-GALICIA, entre los PK 204+640 y 205+592. Una vez analizados los datos se estableció la metodología y procedimientos de actuación de cara a detener las deformaciones.

Su importancia queda demostrada por el hecho de que es este parámetro quien nos marca si estamos en presencia de un fenómeno de deformaciones plásticas por fluencia, por lo que si los valores obtenidos así lo indican, debemos proceder a efectuar las acciones pertinentes para limitar dicha deformación, lo que obliga a analizar si el procedimiento constructivo del proyecto constructivo sigue siendo válido o bien debe ser reajustado, reforzando los puntos de medida (a través del incremento de secciones de control, frecuencia), y estableciendo nuevos umbrales con los criterios de refuerzo a disponer.

La metodología empleada se efectúa en dos fases.

En la primera fase se parte de los datos de campo correspondientes a la medición de convergencias en fase de avance del túnel de O Cañizo Vía Derecha (VD), siguiendo el método de excavación y sostenimiento fijado en el proyecto constructivo de acuerdo con el RMR levantado en los frentes de avance en la mencionada zona de pizarras. De la evolución de las convergencias se deducen las posibles causas y se establecen las medidas de refuerzo hasta la estabilización del túnel en esta fase de avance.

En una segunda fase y a partir de la previsión de deformaciones en fase de destroza (la obtención de estos valores no corresponde al ámbito del presente trabajo fin de grado) se procede a concretar el procedimiento de excavación (altura, pases, secuencia de excavación...), procedimiento de toma de medidas en destroza y se establecerán los refuerzos a disponer.

4.2 TOMA DE MEDIDAS. CINTA EXTENSOMÉTRICA DE INVAR

Para la medida de la convergencia se utiliza la cinta extensométrica de invar con dispositivo de tensionado automático, con un rango de 0 a 20 m y una precisión de 0,05 mm. Como dispositivo de lectura es aconsejable el calibre de cuadrante.

El personal de instrumentación responsable de la instalación, pruebas, vigilancia, toma de lecturas y registros de los instrumentos es personal cualificado y con experiencia en el campo de instrumentación para túneles.

Las cintas extensométricas empleadas en la medida de convergencias son probadas durante el proceso de instalación. Es necesario adoptar todo tipo de precauciones, especialmente frente a las labores de ejecución del túnel. Por ello se protegen los clavos de medida para evitar posibles choques de la maquinaria, así como la proyección de hormigón sobre aquellos.

4.2.1 Procedimiento de toma de medidas

4.2.1.1 Secciones de convergencia

La sección de convergencia de un punto kilométrico se define como el conjunto de pernos colocados en el plano perpendicular al eje del túnel en dicho P.K.

El nivel necesario de control de los movimientos de un túnel, depende en parte de la geología de los terrenos que atraviesa. En nuestro caso, dadas las características del terreno, las secciones de convergencia se colocan con un espaciamiento de 15 m.

4.2.1.2 Colocación de pernos dentro de la sección

En cada sección de convergencia se colocan una serie de pernos con el objetivo de delimitar los movimientos de esas secciones. Dichos pernos deben tener una cabeza en forma de aro, en el cual se pueda acoplar el gancho de la cinta “invar”.

Cada una de las secciones de medida está formada por 5 pernos de convergencia rígidamente unidos a la roca o al hormigón proyectado. Los pernos son tipo argolla. Los pernos se situarán: uno en clave, dos en la base de los hastiales de la sección de avance y los otros dos en la base de los hastiales de la sección completa. La distancia mínima entre la solera y el punto de medida será de 150 cm.

Los clavos se colocan lo más rápidamente posible tras la excavación, y como máximo a las 24 horas del paso del frente de excavación por la respectiva sección. En el momento de la instalación de los pernos se efectúa una lectura, que se establece como el origen de las medidas.

4.2.1.3 Frecuencia de medida inicial según protocolo ADIF que se muestra a continuación.

La intensidad de control se debe adaptar al comportamiento de la sección, por tanto la lectura se realiza diariamente si se cumple alguna de las condiciones siguientes:



- Mientras el frente de excavación (ya sea en avance, en destroza o a sección completa) esté a menos de 20 m de la sección de convergencia.
- Si la deformación diaria, en alguna de las medidas de la sección de la última campaña, es igual o mayor a 1 mm.
- Si la pendiente de la curva de deformación de alguna de las medidas de la sección, no es decreciente en las tres últimas lecturas, es decir, si las velocidades de deformación en las tres últimas aumentan o se mantienen.

La deformación diaria se refiere al valor medio desde la lectura anterior, es decir, que se calcula dividiendo el incremento del movimiento producido desde la lectura anterior, por el número de días transcurridos.

La lectura pasa a ser de carácter **semanal** en las secciones que dejen de producirse simultáneamente las tres circunstancias anteriores. Se mantiene esta frecuencia semanal mientras se produzca alguna de las circunstancias siguientes:

- La deformación semanal media, en alguna de las medidas de sección, deducida de la última lectura es igual o mayor de 1mm.
- Si en alguna de las medidas de la sección, la pendiente de la curva de deformación en las tres últimas lecturas no es descendente.

Se pasa a frecuencia **mensual** de lecturas cuando no se dé ninguna de las circunstancias anteriores. Se mantiene esta frecuencia mensual mientras el incremento de la deformación entre lecturas consecutivas sea igual o mayor a 1 mm.

Se pasa a frecuencia **trimestral** cuando el incremento de deformación de la última lectura mensual respecto a la anterior sea menor de 1 mm. Esta frecuencia, como mínimo, se mantiene en todas las secciones hasta la colocación del revestimiento.

Esta sistemática anterior se plantea por secciones aisladas, si bien la frecuencia resultante se aplica también, y como mínimo, a las dos secciones inmediatamente anterior y posterior a ella, incluso si la frecuencia resultante para ellas, deducida del historial de datos con los criterios anteriores, resultara menor.

Durante la excavación de la destroza de los túneles, aparte de las lecturas correspondientes a las secciones completas excavadas, se realizan lecturas en, como mínimo, las dos secciones de convergencia situadas en avance por delante del frente de excavación de la destroza.

SECCIÓN MODIFICADA STPV'

Se considera que al aproximarnos al inicio de la falla, la formación presenta un $RMR < 30$, que corresponde con el sostenimiento de la sección STPV de Proyecto cuyo criterio de aplicación es, como ya se indicó, que su RMR sea inferior a 30 y que no haya problemas de inestabilidad del frente ni campanas.

Con este punto de partida se establecen los tratamientos de refuerzo que son:

- Sustitución de las patas de elefante por bulones autoperforantes de 280kN, 6 m de longitud y con 2 m de espaciamiento con objeto de evitar descensos bruscos por el descalce de la cercha en fase de destroza. Este elemento (pata de elefante) debe utilizarse como tratamiento especial, incorporándose sólo en aquellos casos en los que sea necesario por las características reales del terreno cuando sea previsible el clavado de la sección y no asociado de manera sistemática a un sostenimiento.
- Sustitución de los micropilotes del paraguas del proyecto con diámetro de perforación $\Phi 150$ mm y espaciamiento de 0.5 m por micropilotes de perforación 101 mm y espaciamiento de 0.35 m, de forma que no se disminuya ni su resistencia, ni su ancho libre ni inercia. Esto permite ejecutar el paraguas con jumbo y no con una máquina especial (paragüera) que afectaría negativamente al ritmo de ejecución de los trabajos.

Criterio de aplicación.

El criterio de aplicación de esta sección es únicamente que su RMR sea inferior a 30 y que no haya ninguna incidencia de inestabilidad de frente o formación de campanas en la zona excavada y no sostenida.

SECCIÓN ESPECIAL PASO DE FALLA EN MACIZO MUY FRACTURADO

Las características del refuerzo a aplicar son:

- Machón sistemático en avance.
- Aumento de 15 cm del radio de la cercha para prever posibles cierres por convergencias evitando el estaje.
- Colocación de 4 a 8 bulones autoperforantes de 9m de longitud en avance para evitar que se formen mecanismos en el hormigón proyectado y al tiempo se ancla el perímetro de hormigón proyectado a puntos más profundos respecto a la excavación disminuyendo el cierre de la sección. Estos bulones se colocan según las siguientes fases:

- En primera fase de forma sistemática, en recalce de apoyo y en hastial.
- En segunda fase y justificado por descenso de clave o la existencia de grietas en hombros, dos bulones adicionales en bóveda.

Criterio de aplicación.

Se aplicará esta sección cuando se cumpla:

- Frente inestable con movimiento de bloques y/o fragmentos o agrietamiento del machón.
- Agrietamiento transversal en el hormigón proyectado en el contorno de la excavación en los pases próximos al frente.
- Velocidades de convergencias mayores de 50 mm/día en la sección más próxima al frente o más de 10 mm/día sin tendencia a la estabilización.

TRATAMIENTOS ADICIONALES

Además de estas dos secciones se consideran unos tratamientos adicionales de utilización optativa como:

- Tratamiento de perforaciones en el frente para reconocimiento y evacuación de agua. Se debe comenzar de forma sistemática cuando el RMR del frente disminuya a valores en el entorno de 30.
- Recalce de apoyos en avance mediante el empleo de micropilotes de 12 m de longitud y mismo diseño que el de los paraguas. Se realizará cuando el descenso en clave haya superado los 120 mm con la contrabóveda provisional realizada.
- Bulones de fibra de vidrio en el caso de que ni el machón ni el paraguas estabilicen el frente. Serán de 222 mm de diámetro y 12 m de longitud colocados con el frente gunitado con espesor 10 cm, y con separación de 1 m en malla triangular o en coronas al tresbolillo.
- Contrabóveda provisional en avance. La medida más eficaz para evitar la progresión de las convergencias es la contrabóveda provisional en avance, si bien presenta dos problemas:
 - Es una medida provisional para detener el cierre de la sección el túnel en el avance, pero no es definitiva, ya que en destino debe demolerse. Por este motivo se debe disponer en estos tramos un tratamiento previo antes de desconectar la losa o contrabóveda provisional del avance, para absorber las fuerzas de acodamiento que está soportando este último elemento estructural.

Éste consiste en disponer 2 bulones autoperforantes de 9 m de longitud por cercha, tal y como indica la figura 4.2:

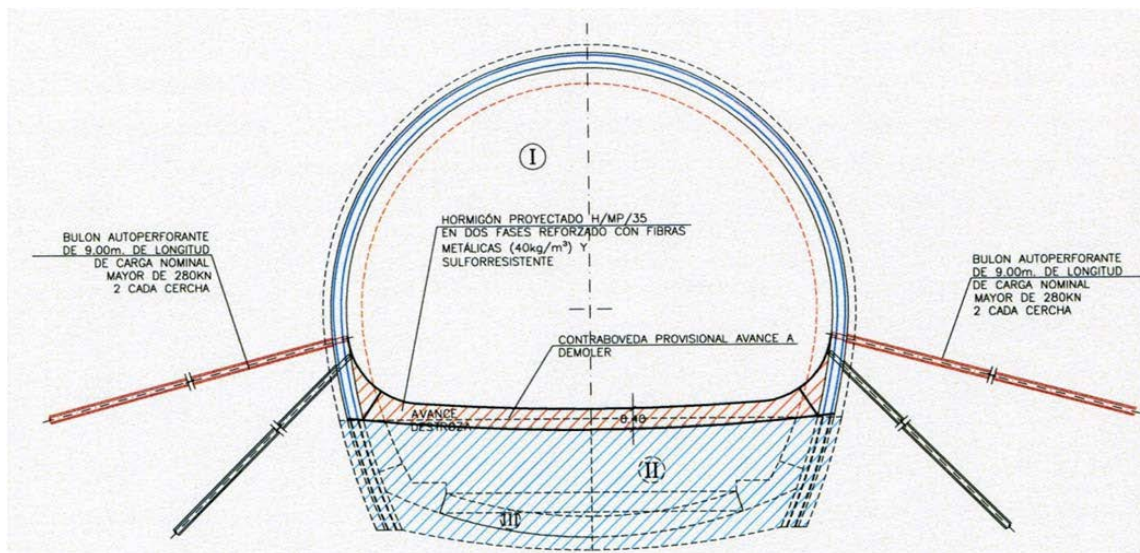


Figura 4.2.- Tratamiento previo inicio destroza (Castanedo, 2013).

Fuente: ADIF. (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha

- Si no se ha colocado suficiente refuerzo en el avance de la sección, aunque sea después de la colocación de la contrabóveda provisional, volverá a progresar en la destroza el cierre de hastiales con mayor intensidad, al ser mayor la altura de vano al realizarse la destroza.

Criterio de aplicación. Los criterios de aplicación en la contrabóveda provisional en avance se muestran en la tabla 4.1:

Tabla 4.1. Criterios de aplicación contrabóveda provisional en avance. (Castanedo, 2013).

DIAS	VELOCIDAD	CONVERG.	Contraboveda
	Diaria (mm/d)	Acumulado (mm)	
1	>55	>55	si
	<55	<55	no
2	>40	>85	si
		<85	no
	<40		no
3	>25		si
	15-25	>100	si
		<100	no
	<15		no
4	>10	>110	si
		<110	no

4.2.2.2 Parámetros de control. Auscultación

El control de la efectividad de las medidas se realizará en base al control de convergencias.

La frecuencia de medidas sera la indicada en el apartado 4.2.1.3:

En el paso de la brecha de falla también se colocan dos secciones instrumentadas con células de presión y extensómetros de barra con longitudes de 5, 10 y 15 m

4.2.3 Excavación en destroza

La excavación de la destroza en un túnel entraña siempre un cierto riesgo de desestabilización de la sección de avance previamente excavada y sostenida, debido al descalce que necesariamente produce la excavación de la destroza sobre la parte superior de la sección ya ejecutada.

La forma de minimizar dicho riesgo consiste en realizar de la forma más cuidadosa posible la excavación de la destroza, llevándola a cabo con un procedimiento que garantice al máximo la ausencia de incidencias al acometer dicha fase de excavación en el túnel.

4.2.3.1 Mecanismos de rotura. Tratamientos de refuerzo.

Al ejecutar la destroza puede ser necesario hacer tratamientos que eviten las siguientes situaciones:

- Entrada en gálbo del revestimiento (por reactivación de las convergencias), lo que obligaría al reperfilado o estaje.
- Riesgo de agotamiento del sostenimiento del avance al poderse formar en éste un mecanismo por formación de rótulas.

Para analizar la progresión de mecanismos en la destroza se consideran los siguientes condicionantes:

- La prolongación del sostenimiento en la unión avance–destroza es estructura continua (no se crea rótula).
- El apoyo del sostenimiento en la base de la destroza es un apoyo articulado.

Las mayores acciones actuantes sobre el sostenimiento del túnel son debidas a las siguientes causas:

- Aumento de la altura vertical de vano exento, lo que incrementa las cargas horizontales totales sobre ambos márgenes, incluso aunque se mantuviera la misma presión que la del avance.
- Al aumentar la superficie de la cavidad, incremento de las presiones ya que se incrementaría el radio del anillo plastificado.

Por el aumento de la carga horizontal y de la longitud de vano, el riesgo de colapso del sostenimiento en la fase de destroza es muy superior al del avance, ya que los esfuerzos de flexión en los hastiales del sostenimiento, aumentarían con el cuadrado de la relación de vanos, esto es:

$$r = \frac{(6.5 + 2.5)^2}{6.5^2} = 1,92$$

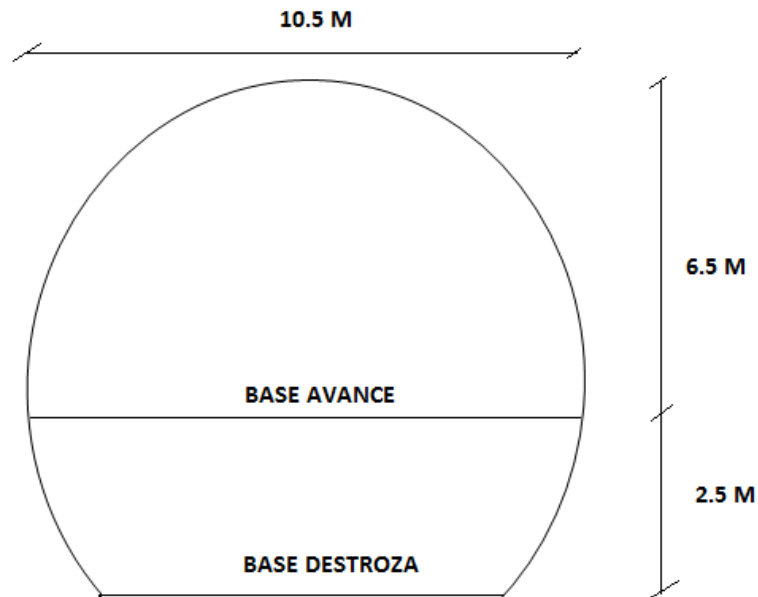


Figura 4.3-. Aumento esfuerzos de flexión en función avance destroza. Fuente: Elaboración propia.

Esto es, que prácticamente aumentarían al doble los esfuerzos de flexión

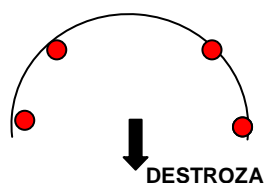
Para la misma presión en ambas márgenes, los desplazamientos de la estructura sin rotular aumentarían con el cubo de la relación de vanos, esto es:

$$r = \frac{(6.5 + 2.5)^3}{6.5^3} = 2.65$$

Esto es, que después de la destroza, los desplazamientos podrían aumentar en un 265%.

a) Progresión mecanismo con rótulas en hombros

En el esquema adjunto, se representa la progresión de este mecanismo.



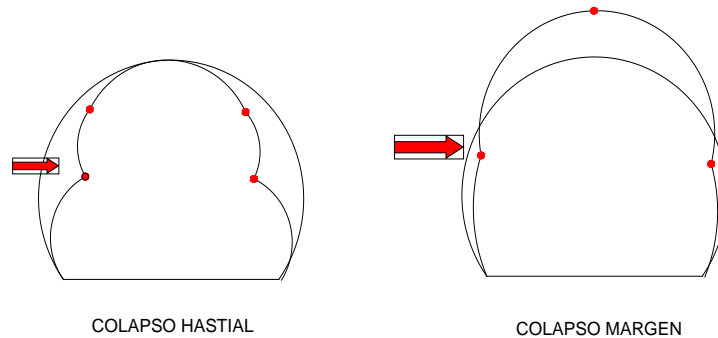


Figura 4.4.- Progresión mecanismo con rótulas en hombros. Fuente: Elaboración propia.

Los tratamientos de refuerzo previos a la destroza deben garantizar que se impide la progresión de la rotulación plástica y que se evita la formación de estos mecanismos inestables.

b) Progresión mecanismos con rótula en clave en avance.

Ya se ha citado que la formación de rótula en clave, es mucho más peligrosa para el comportamiento del sostenimiento, al aumentar mucho más las convergencias horizontales y agotar la capacidad resistente de los bulones de recalce.

La geometría de la evolución del mecanismo podría ser:

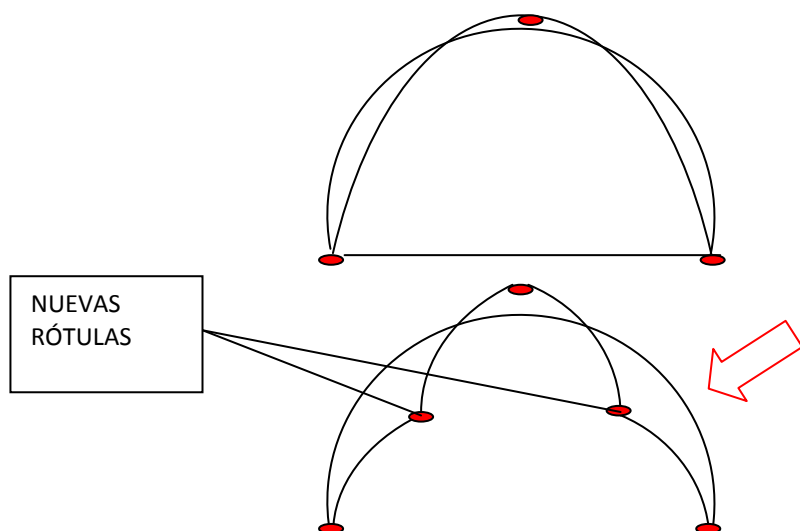


Figura 4.5. Progresión mecanismo con rótulas en clave. Fuente: Elaboración propia.

4.2.3.2 Consideraciones sobre la ejecución de la destroza

Como ya se comentó en el apartado 3, debido a la longitud del túnel de proyecto (5.3 km), se proyectó el túnel de O Cañizo de Vía Derecha con sección de vía única en paralelo al túnel correspondiente a la vía izquierda (Túnel de O Cañizo Vía Izquierda). La excavación del túnel de Vía derecha se inició antes que el túnel de Vía Izquierda. Durante la ejecución del túnel de Vía Derecha en fase de avance y también en fases posteriores (concretamente al paso de la excavación en fase de avance del túnel Vía Izquierda) se producen deformaciones en diferentes tramos atribuibles al fenómeno de squeezing y al paso de la falla de Pentas.

La excavación de la destroza en estas zonas implica el riesgo de reactivación de estas deformaciones y la posibilidad de rotura del sostenimiento. Estas deformaciones ya en fase de avance ocasionan que determinados perfiles se encuentren dentro de sección, siendo necesario un destaje previo a la ejecución de la destroza para reponer la geometría.

En la fase de destroza se prevén nuevas deformaciones y convergencias, por lo que se deben adoptar medidas que limiten dichas deformaciones para evitar que nuevos perfiles entren dentro de sección.

4.2.3.3 Procedimiento constructivo

La excavación de la destroza se acomete en dos partes correspondientes a ambos lados de la sección, con los frentes decalados una longitud mínima de 3 m.

Las dos fases de excavación, cuya altura es la de la sección de destroza, tienen unas anchuras respectivas de $2/3$ y $1/3$ de la anchura total de la sección del túnel, siendo la fase más adelantada la de mayor anchura.

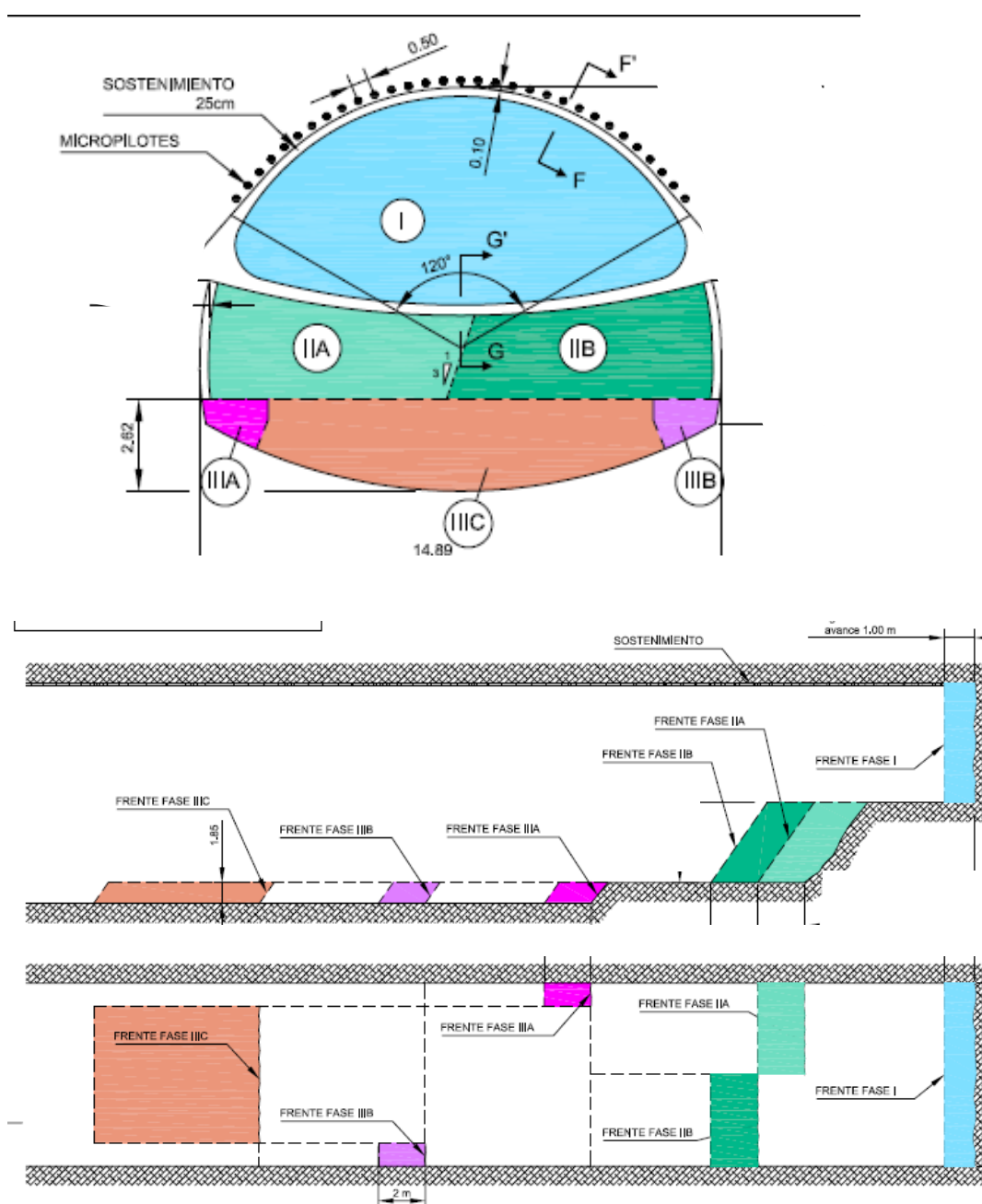


Figura 4.6.- Ejecución fase de destroza. Fuente: (ADIF, 2011).

4.2.3.4 Deformaciones máximas admisibles.

Para las deformaciones máximas se han adoptado los siguientes valores:

- Por invasión de gálibo: el 90% del margen existente.
- Por capacidad estructural del sostenimiento: 300 mm.

4.2.3.5 Deformaciones esperables en destroza

A partir de análisis retrospectivos de algunas secciones y de experiencias previas, el informe PROTOCOLO DE DESTROZA EN TRAMOS CON CONTRABÓVEDA PROVISIONAL redactado por Eduardo Estébanez recoge la previsión de convergencias en destroza obteniendo como resultado:

- Tramos con contrabóveda provisional en avance: 2,3 x convergencia avance
- Resto: 1,8 x convergencia avance

En las Figuras 4.7 y 4.8, se muestran las convergencias medidas en avance y las esperables en destroza respectivamente. En este último caso pueden apreciarse secciones que superarían la deformación máxima admisible, según los criterios expuestos anteriormente.

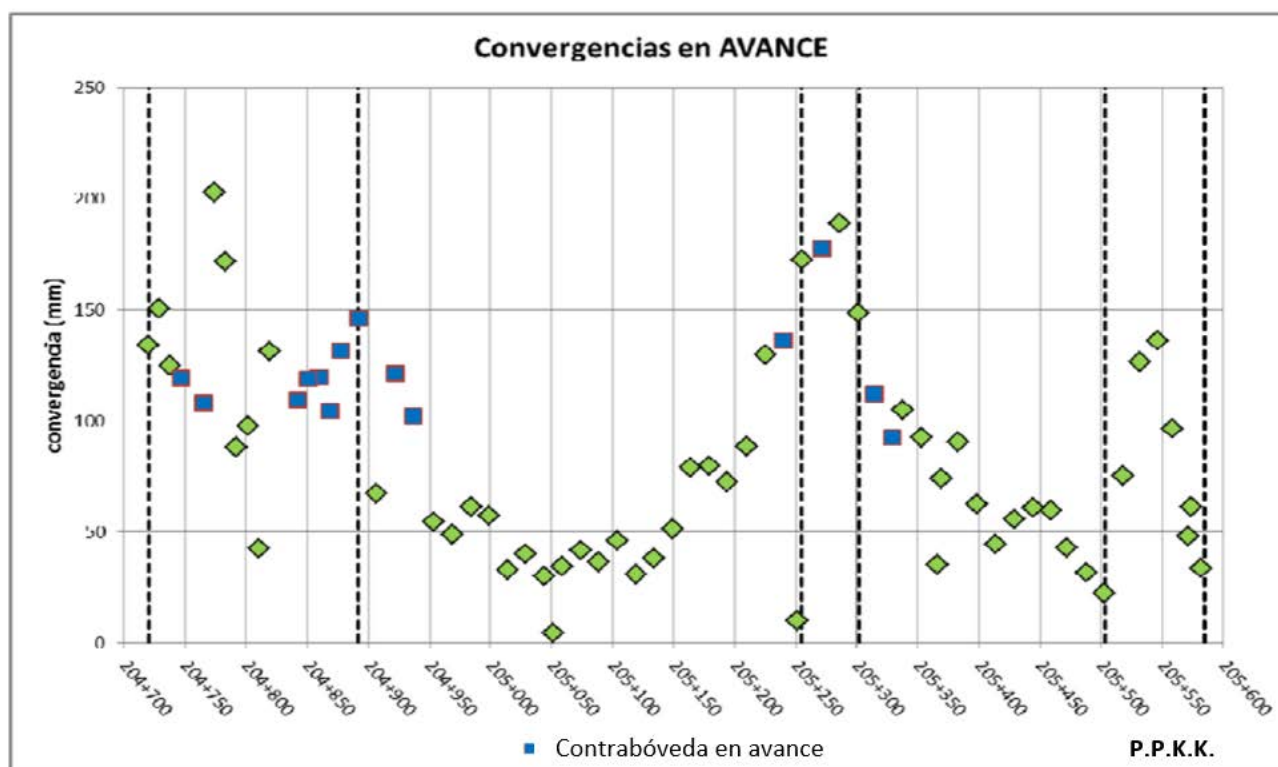


Figura 4.7.- Convergencias en avance.

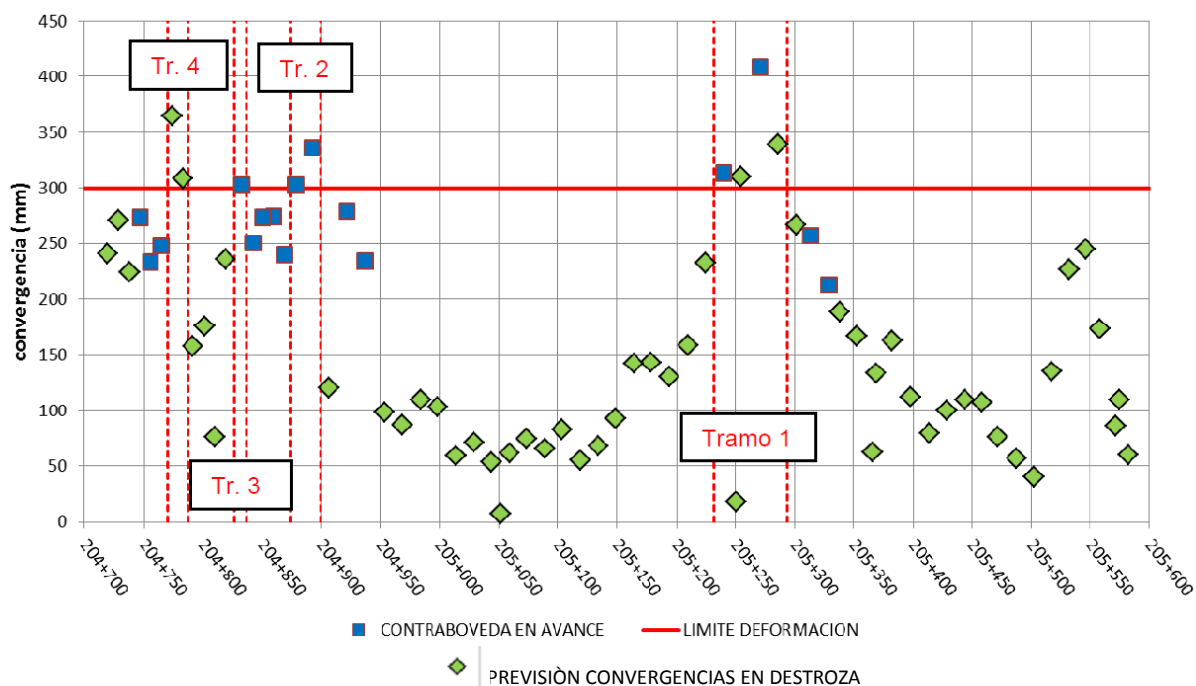


Figura 4.8- Previsión convergencias en destroza.

De acuerdo con la figura 4.7 y figura 4.8, se adjunta PK de las convergencias ubicadas en cada uno de los 4 tramos indicados, en los que se dispone una contrabóveda de hormigón proyectado de forma sistemática en avance.

TRAMO 1

P.K	Convergencia
205+286,00	C-21
205+271,00	C-22
205+255,00	C-23

TRAMO 2

P.K	Convergencia
204+892,00	C-47
204+880,00	C-48

TRAMO 3

P.K	Convergencia
204+833,00	C-53

TRAMO 4

P.K	Convergencia
204+783,00	C-58
204+774,00	C-59

En el resto, el eventual refuerzo con bulones autoperforantes (garantizan una correcta inyección) o contrabóveda de hormigón proyectado viene dado por lo indicado en el protocolo y que será función de las deformaciones y velocidades obtenidas de las lecturas de convergencias.

4.2.3.6 Lectura de convergencias

En la figura 4.9 se representa la sección tipo de convergencia con la situación de los puntos de referencia. En avance tenemos las cuerdas A-B, C-A y C-B, mientras en destroza las cuerdas a considerar son la D-E, C-D y C-E.

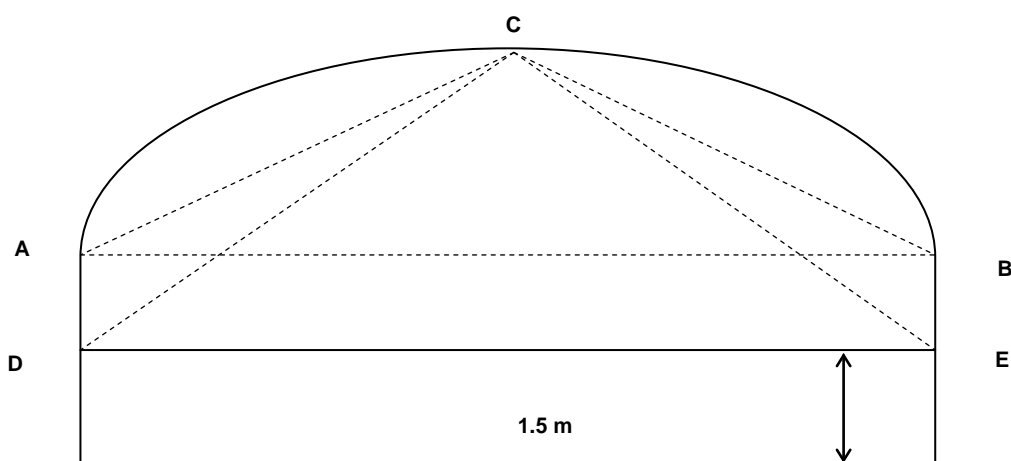


Figura 4.9- Sección de convergencia. Situación de los puntos de referencia.

4.2.3.6.1 Cuerdas de avance

En todos los casos:

Lectura de las cuerdas de avance antes del paso de la destroza. En los casos en que se haya perdido la sección por rotura de anillas o cualquier otra causa, se deben reponer.

Realizar la primera lectura inmediatamente después del paso del frente más avanzado de la destroza.

Tramos con contrabóveda provisional:

Resto de lecturas hasta ejecución de contrabóveda definitiva, según la velocidad de deformación:

$V < 5$ mm/día: diaria

$V > 5$ mm/día: 2 al día

Resto de tramos:

Según la velocidad de deformación:

$V < 5$ mm/día: diaria

$V > 5$ mm/día: 2 al día

Hasta solapar 2 lecturas con la cuerda D-E de destroza. A partir de ese momento se pasa a leer solo la cuerda D-E según la frecuencia definida en el protocolo de actuación.

4.2.3.6.2 Cuerda D-E de destroza

Lecturas diarias en los 5 días posteriores a la colocación. A partir de ese momento según protocolo.

4.2.3.7 Protocolo de actuación

4.2.3.7.1 En función de la cuerda A-B (o de la que más se cierre de las de avance)

Tramos con contrabóveda provisional ocasional:

En el siguiente cuadro se definen las situaciones en la que se procedería su ejecución, en función de la convergencia a origen de la cuerda AB y de la velocidad de deformación.

Tabla 4.2. Criterio ejecución contrabóveda provisional en destroza. (Estébanez, 2015).

Convergencia AB a origen (mm)	Velocidad deformación (mm/día)
300	---
250 - 300	>5
200 - 250	>10
150 - 200	>15
100 - 150	>20

Resto de tramos

Refuerzo siguiendo en protocolo establecido para la cuerda D-E.

4.2.3.7.2 En función de la cuerda D-E

Se seguirá el siguiente protocolo en función de la velocidad de deformación:

Tabla 4.3. Criterio ejecución refuerzo en destroza. (Estébanez, 2015).

VELOCIDAD DEFORMACIÓN	CLASE	INTERVALO DE LECTURAS	ACTUACIÓN
> 10 mm/día	Muy grande	Refuerzo inmediato del sostenimiento
5 – 10 mm/día	Muy grande	1 día	Si se mantiene durante dos días se procederá al refuerzo del sostenimiento
2 – 5 mm/día	Grande	1 día	Si se mantiene durante cinco días se procederá al refuerzo del sostenimiento
0,5 – 2 mm/día	Media	3 días	Si se mantiene durante quince días se procederá al refuerzo del sostenimiento
0,05 – 0,5 mm/día	Pequeña	15 días (*)	Ninguna
< 0,05 mm/día	Despreciable	30 días (**)	Ninguna

Independientemente de las condiciones expuestas en el cuadro anterior, si el valor a origen de la convergencia alcanza los 30 mm, se aplica el siguiente criterio en función de la velocidad de deformación:

- $V > 2$ mm/día: refuerzo (ver figura 4.10)
- $0,5 < V < 2$ mm/día: si se mantiene durante 5 días refuerzo
- $V < 0,5$ mm/día: ninguna.

Si tras la colocación del refuerzo se llega a 10 mm, se ejecutará contrabóveda provisional.

Refuerzo:

- 4 bulones autoperforantes de 28t y 12m de longitud cada cercha, situados según el siguiente esquema:

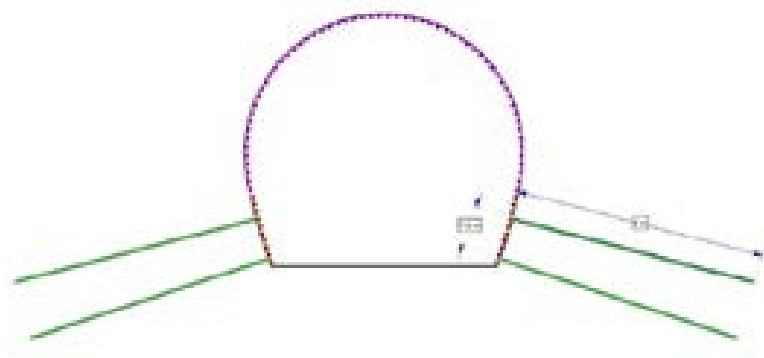


Figura 4.10. Refuerzo en destroza.

4.2.3.8 Procedimiento de ejecución

De acuerdo con lo señalado anteriormente se especifica el procedimiento de ejecución para cada una de las tres posibles situaciones que se puedan dar.

4.2.3.8.1 Tramos con contrabóveda provisional de hormigón proyectado ocasional.

Pase: 1 m .

Sostenimiento: el de avance con los refuerzos de dados de gunita y bulones autoperforantes.

Secuencia de ejecución:

- Excavación y sostenimiento del frente avanzado.
- Excavación y sostenimiento del frente retrasado.
- Colocación de los autoperforantes correspondientes a los 2 últimos pases.

En función de la evolución de las convergencias podrá retrasarse la colocación de los bulones hasta que haya 3 pases ejecutados en cada hastial (6 últimos pases).

Contrabóveda provisional:

- Dimensiones: según esquema adjunto.
- Longitud: 15 m centrados en la convergencia.

- Ejecución: 3 ciclos de excavación-gunitado en tramos de 5 m.
- La contrabóveda provisional en avance se demolerá a medida que se excava.

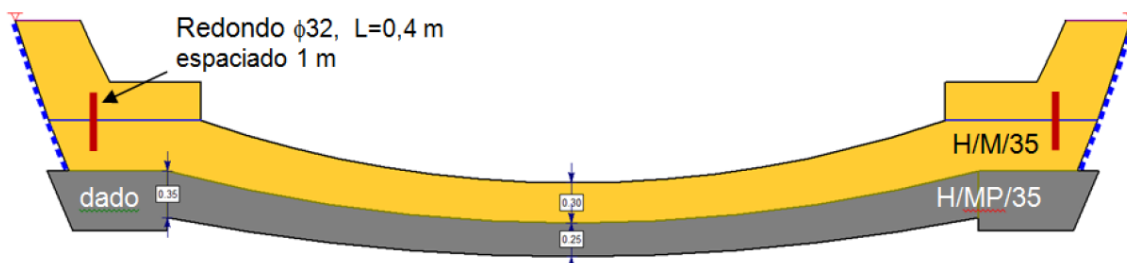


Figura 4.11. Contrabóveda provisional.

Contrabóveda definitiva:

Semanalmente. Ver esquema adjunto.

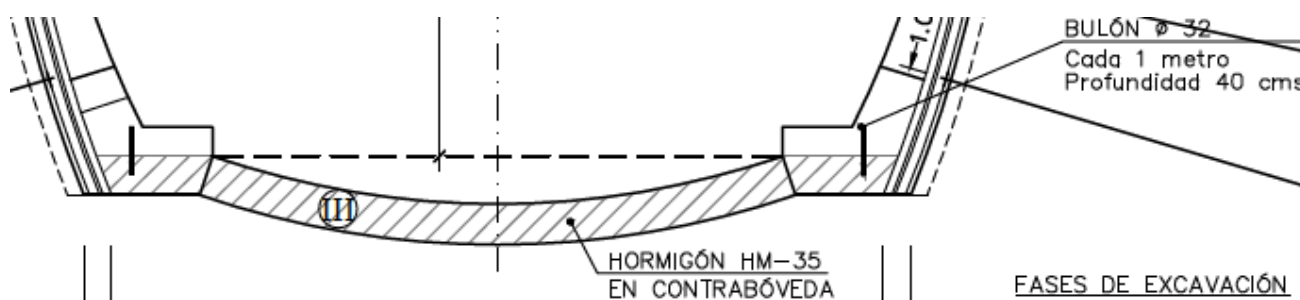


Figura 4.12. Contrabóveda definitiva.

Con la contrabóveda se ejecuta también la parte del tacón correspondiente al espesor de la misma de forma que acodale al sostenimiento. La segunda fase del tacón queda conectada con bulones de 32 mm de diámetro tal y como se muestra en la figura 4.12.

4.2.3.8.2 Situación 2. Resto de tramos

Sostenimiento: el de avance.

Secuencia de ejecución: avances de 2 m alternos en cada frente. Esta secuencia puede variarse hasta un desfase máximo entre frentes de 6 m.

Contrabóveda definitiva: en principio no hay limitación en la longitud del tramo excavado sin contrabóveda definitiva. No obstante, es conveniente ejecutarla lo antes posible e imprescindible antes del paso de la excavación de la vía izquierda.

5 RESULTADOS Y ANÁLISIS.

5.1 EXCAVACIÓN EN AVANCE. ANÁLISIS DE EVOLUCIÓN DE CONVERGENCIAS EN FASE DE AVANCE EN EMBOQUILLE OESTE

En el presente apartado se analiza la evolución de las convergencias en aquellas secciones más significativas. La medida de convergencias en el túnel de O Cañizo Vía Derecha en fase de avance revela la existencia de valores importantes incluso superiores al 1% de la sección, lo que evidencia que en el macizo se han producido fenómenos de squeezing.

Corresponde a los tramos comprendidos entre las convergencias:

C 19 a C 25

C 44 a C 53

C 60 a C 63

En las cuales hubo que recurrir a la ejecución de una contrabóveda provisional en avance de hormigón proyectado debido a que los tratamientos empleados (bulones autoperforantes) no impidieron el cierre de la sección.

a. Evolución convergencias CS 19 a CS 25 en base de hastiales (cuerda A-B)

Tabla 5.1. Evolución convergencias CS 19 a CS 25 en base de hastiales (cuerda A-B).

Conv	PK	Veloc máxima (mm/día)	Conv A-B antes contrabóveda (mm).	Distancia frente (m).	Contrabóveda.	Convergencia A-B antes destroza (mm).
C-19	205+314	8,87	104,69	591,00	205+309 A 205+314	111,84
C-20	205+301	19,85	112,54	578,50	205+297 205+300	158,40 (*) (Problema con la anilla, descontar 30 mm)
C-21	205+286	14,07	183,4	563,00	205+288 A 205+291	188,69
C-22	205+271	11,68	171,85	547,27	205+279 a 205+282 y 205+270 a 205+273	177,65
C-23	205+255	11,33	164,03	531,27	205+250 a 205+255	172,21
C-24	205+240	7,58	119,82	516,27	205+237 a 205+232	136,06

C-25	205+225	14,48	124,02	501,27	205+225 a 205+220	129,43
------	---------	-------	--------	--------	-------------------	--------

(*)Problema con la anilla, descontar 30 mm.

Se alcanzó una clara tendencia a la estabilización sin contrabóveda. Sin embargo hubo que disponer contrabóveda pasados 6 y 7 meses después de haber ejecutado la excavación en avance debido a la ejecución de la excavación en avance del túnel contiguo de O Cañizo Vía Izquierda (VI). Se adjunta en la figura 5.1, y a modo de ejemplo, el gráfico de la sección de convergencia 19. El resto de las convergencias son semejantes y se recogen en el Anejo nº2 Evolución de convergencias C-20 a C-25.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-19.

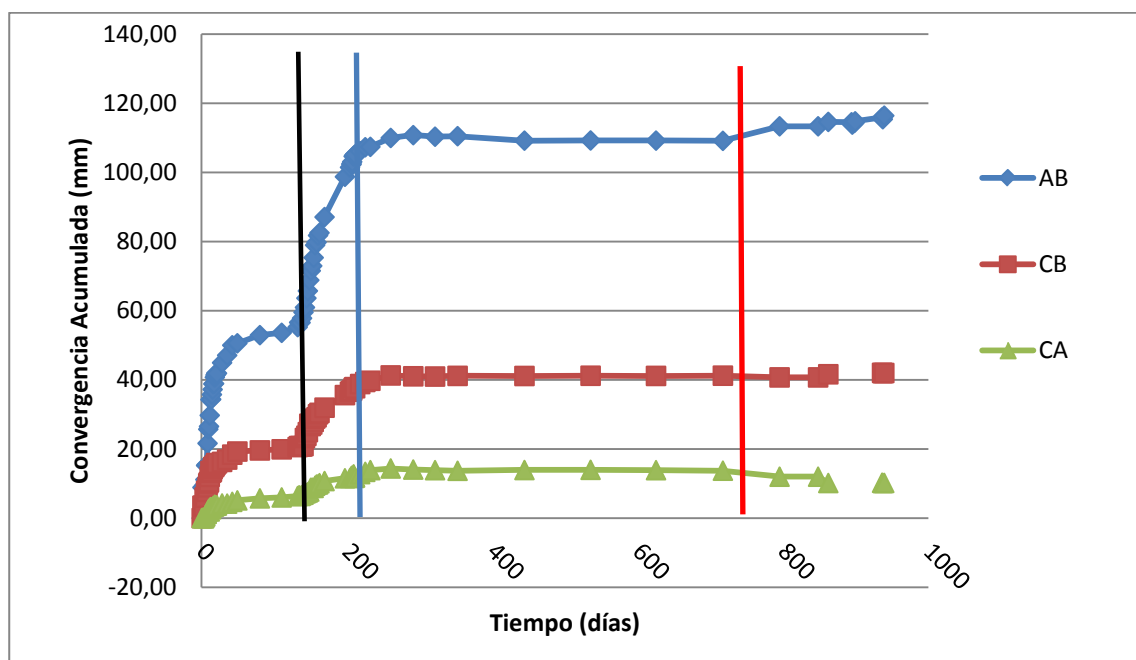


Figura 5.1. Convergencia C19. Gráfico de evolución en fase de avance.

C 19. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 55 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), representado por la línea vertical negra, desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo (línea vertical azul).

El desajuste representado por la línea vertical roja, es debido al cambio de la cinta extensométrica.

b. Evolución de convergencias entre la sección C-44 y la C-53 en base de hastiales.

La situación de las secciones de convergencia, su distancia al frente, su cierre total alcanzado en base de hastiales, su velocidad máxima, medida antes de contrabóveda y antes de destroza se representan en el cuadro adjunto:

Tabla 5.2. Evolución convergencias CS 44 a CS 53 en base de hastiales (cuerda A-B).

Conv	PK	Veloc máx. (mm/dí a).	Convergenci a A-B antes contrabóveda (mm).	Distancia frente (m).	Contrabóveda.	Convergenci a AB antes destroza (mm).
C 44	204+937	11,87	102,58	850.2	204+939 a 204+934	101,93
C 45	204+923	30,38	118,82	836.7	204+925 a 204+920	121,25
CS 47	204+894	53,55	118,66	16.57	204+902 a 204+882	146,07
CS 48	204+878	13,46	119,18	24.3	204+882 a 204+872	131,52
CS 49	204+869	35,20	104,34	29.7	204+872 a 204+862	Error lectura
CS 51	204+851	32,77	122,8	31.4	204+854 a 204+834	119,38
CS 52	204+842	37,46	110,99	22.4	204+854 a 204+834	108,94
CS 53	204+831	26,65	126,59	130.08	204+834 a 204+824	131,56

En estas secciones de convergencia se dan dos situaciones claramente diferenciadas. En la primera de ellas, representada por las convergencias C-44 y C-45, no se dispone inicialmente contrabóveda de hormigón proyectado dado que la sección tiende a la estabilización, sin embargo se tiene que recurrir a la contrabóveda debido a la ejecución de la excavación en avance del túnel contiguo de O Cañizo Vía Izquierda (VI). En la figura 5.2 se representa gráficamente las lecturas de la convergencia C-44. La segunda situación, representada por las convergencias C-47, C-48, C-51, C-52 y C-53, se caracteriza por la necesidad de disponer en todos los casos contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. El paso de la excavación en avance del túnel contiguo de O Cañizo Vía Izquierda se aprecia ligeramente en las secciones C 47 y C48, mientras que en el resto no se aprecia (el salto que se observa en las

secciones C-51 y C-52, corresponde con la rotura de la anilla y el posterior reajuste de lectura). En la figura 5.3 se representa la convergencia C-47. La representación gráfica del resto de las convergencias se recogen en el Anejo nº3 Evolución de convergencias C-45, C-48, C-51, C-52 y C-53.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-44.

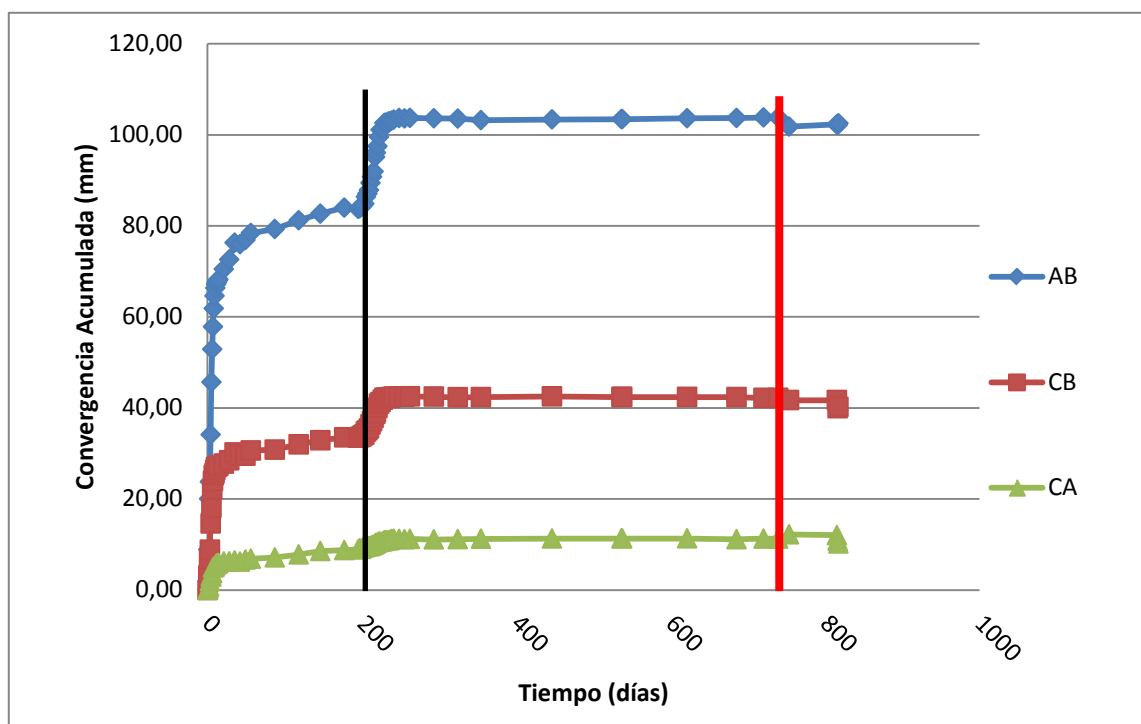


Figura 5.2. Convergencia C44. Gráfico de evolución en fase de avance.

C 44. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 85 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), (representado por la línea vertical negra), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo. El desajuste representado por la línea vertical roja, es debido al cambio de la cinta extensométrica.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-47.

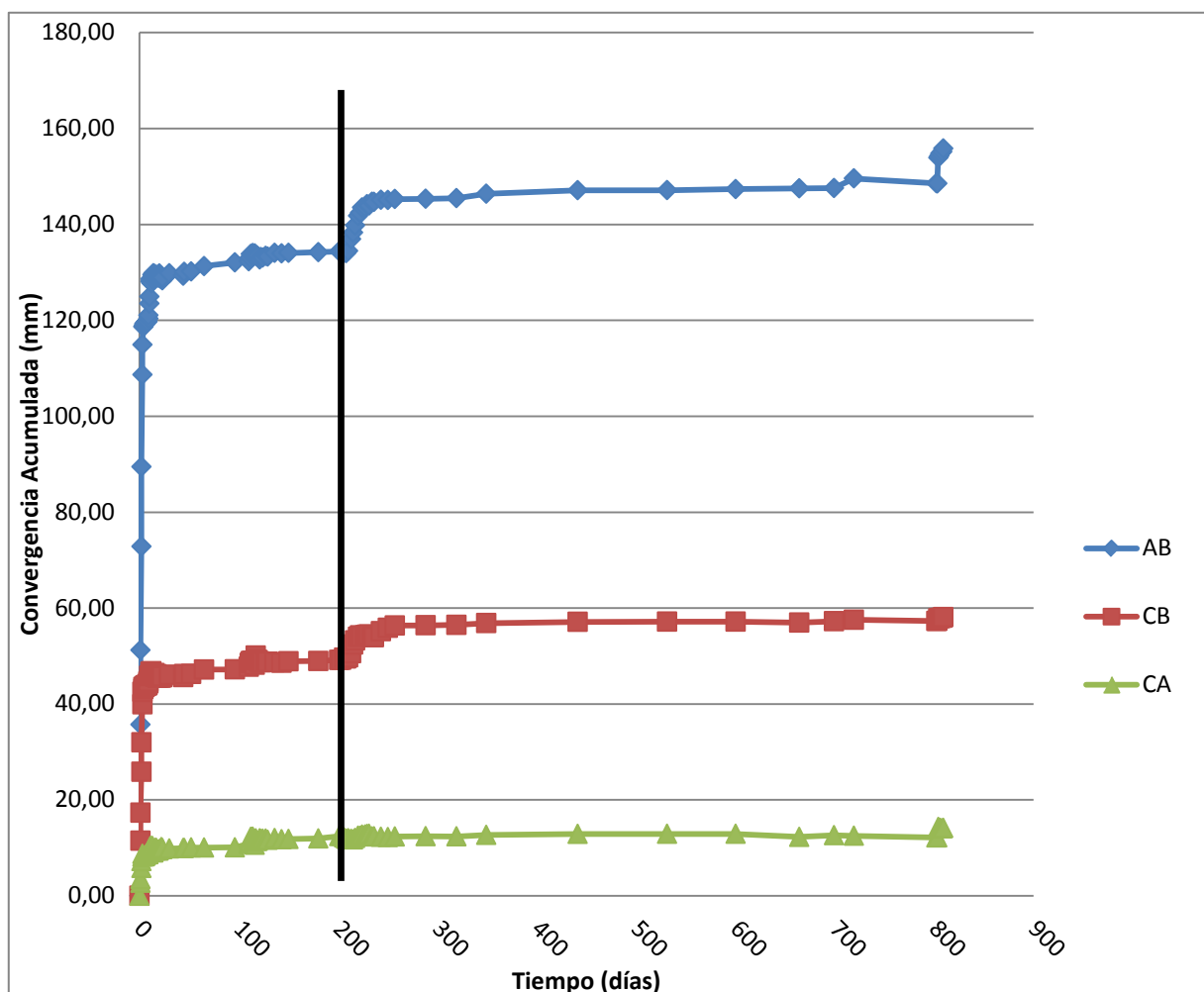


Figura 5.3. Convergencia C47. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-47. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que se aprecia ligeramente el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda (línea vertical negra), pasando la lectura de la cuerda AB de 134 mm a 144 mm y vuelve a estabilizarse sin necesidad de refuerzo adicional alguno.

c. Evolución de las últimas medidas de convergencia en las secciones CS 60 a CS 62.

Tabla 5-3. Evolución convergencias C 60 a C 62 en base de hastiales (cuerda A-B).

Conv	PK	Velocidad máx. (mm/día).	Convergencia A-B antes contrabóveda (mm).	Distancia frente (m).	Contrabóveda.	Convergencia AB antes – destroza (mm).
C 60	204+765	18,72	103,15	24,5	204+768 a 204+753	109,40
C 61	204+756	35,98	92,15	14,2	204+768 a 204+753	102,90
C 62	204+747	24,41	116,09	61,9	204+753 a 204+741.07	118,96

En las tres convergencias se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. En ninguna de ellas se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda. En la figura 5.4 se representa la convergencia C-60 La representación gráfica del resto de las convergencias se recogen en el Anejo nº4 Evolución de convergencias C-61 y C-62.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-60.

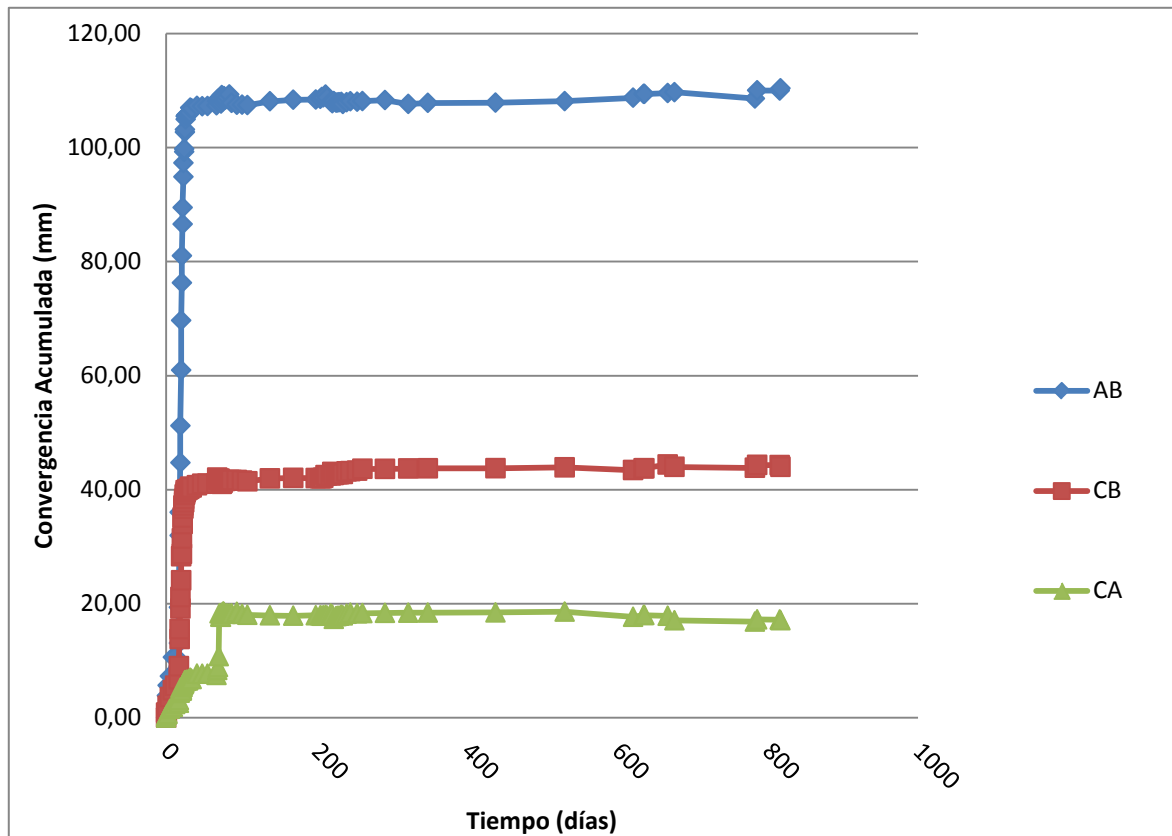


Figura 5.4. Convergencia C-60. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-60. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda.

5.2 EXCAVACION EN DESTROZA

Durante las primeras semanas de ejecución de la destroza, se observó que en todos los casos en los que la previsión superaba los 140 mm, las convergencias reales eran significativamente menores. En la figura 5.5 se representan las convergencias a origen de la cuerda A-B previstas y medidas durante las primeras semanas de excavación en destroza y una vez dispuesta la contrabóveda definitiva. En los dos tramos en donde no se había ejecutado la destroza, la convergencia real es cero (entre las secciones de convergencia C-22 y C-30 por un lado y C-50 y C-70 por otro).

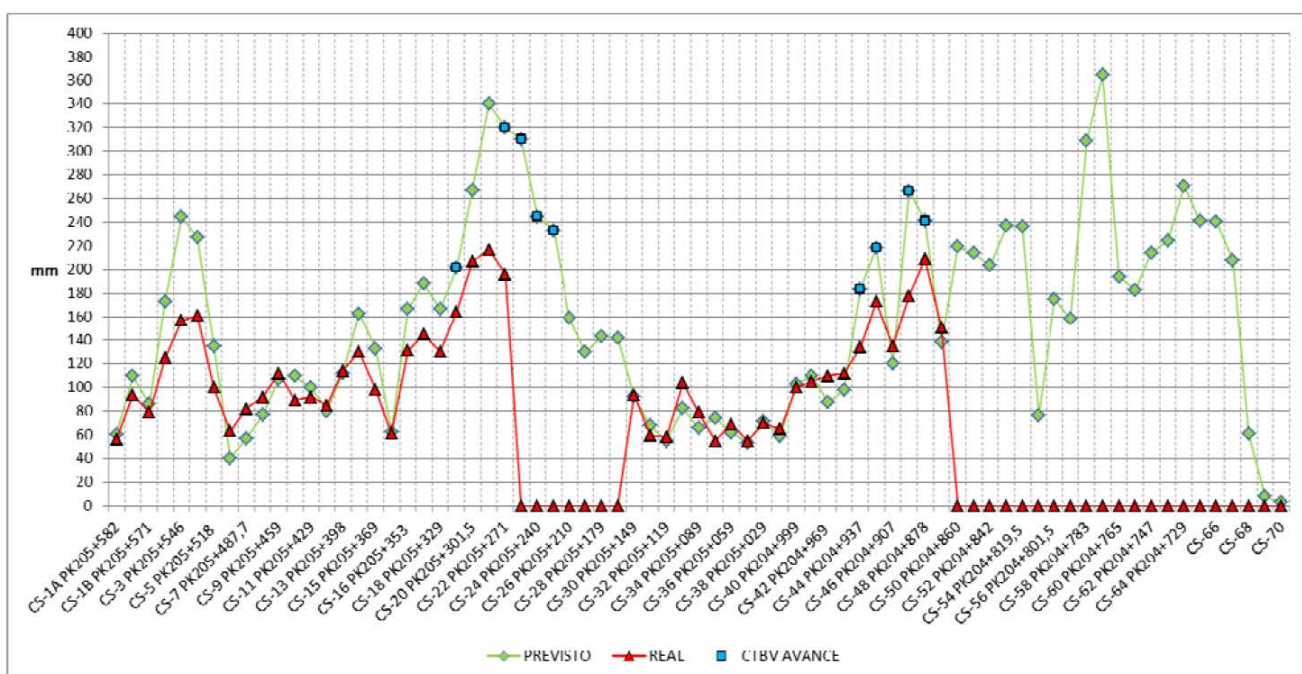


Figura 5.5. Convergencias a origen de la cuerda AB previstas y medidas durante las primeras semanas de excavación en destroza (Estébanez, 2015).

Ante estos resultados se propusieron las siguientes modificaciones del protocolo de actuación:

- Cambio de los tramos restantes de contrabóveda provisional sistemática a contrabóveda ocasional.
- Se mantienen los criterios en función de los valores de convergencias.
- Mantener el recurso de contrabóveda provisional de hormigón proyectado para casos extremos en los que esté en alto riesgo la estabilidad del túnel. Se establecen como tales 2 medidas consecutivas superiores a 100 mm.

En las tablas siguientes se representa la evolución de las convergencias en fase de destroza en los tramos en los que los desplazamientos fueron más significativos, coincidente con lo ya visto en fase de excavación en avance. Se incorpora el tramo inicial (tramo 1) en el que no se dispuso contrabóveda provisional en avance.

TRAMO 1 del P.K. 205+591 al P.K. 205+513.

Tabla 5.4. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 1.

	AL INICIO DESTROZA			FINALIZADA DESTROZA					
	ACUMULADO	LECT FECHA 24/09/2015		ACUMULADO				08/08/2016	
CONV	A-B	C-B	C-A	A-B	C-B	C-A	D-E	C-E	C-D
C-1 A	33,54	28,09	-0,30	59,60	35,20	-1,33	17,14	8,99	0,93
C-1	60,95	42,57	2,36	97,89	53,28	2,43	25,87	13,79	1,34
C-1 B	47,76	36,80	-2,15	81,45	43,56	-11,89	22,56	12,11	4,65
C-2	96,16	50,98	6,22	128,54	55,16	7,83	17,59	5,63	2,65
C-3	130,62	63,74	0,97	163,01	72,97	2,62	14,38	8,11	-0,49
C-4	126,17	56,61	10,61	165,50	64,77	22,56	32,19	9,74	3,61
C-5	75,03	50,76	1,65	102,02	60,80	1,26	36,61	14,37	6,47
C-6	24,14	24,42	6,63	66,08	40,75	9,88	39,72	10,78	3,20

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar (lectura de la cuerda A-B), el incremento de desplazamiento en las secciones de convergencia que presentaban mayores desplazamientos en fase de avance (C2, C3 y C4), son del 33 % en la C2, 25% en la C3 , 25% y 31 % en la C4, y que son claramente inferiores a la previsión inicial establecida.

También se comprueba cómo en aquellas secciones con menores desplazamientos en fase de avance, y que por tanto han tenido unos tratamientos en destroza más “ligeros”, han sufrido unos incrementos de deformación proporcionalmente superiores, como es el caso de la sección de convergencia C-6.

En la figura 5.6 se representa el gráfico de evolución de la convergencia C-3 en fase de avance y destroza y en la figura 5.7 el correspondiente a la convergencia C-6

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-3.

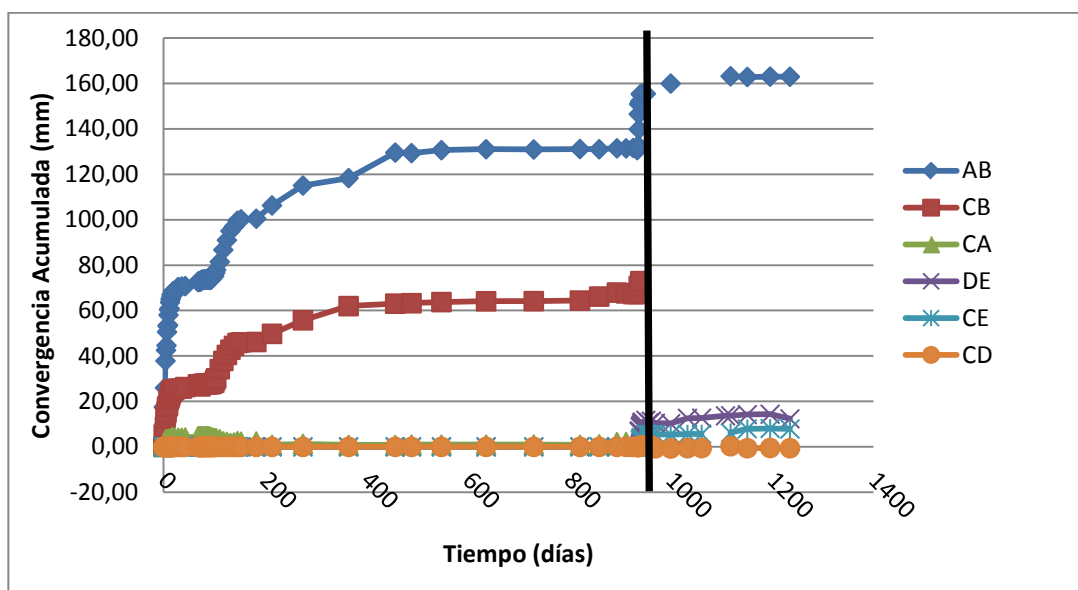


Figura 5.6. Convergencia C3. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C 3. No se dispone contrabóveda provisional en avance. La destroza se estabiliza al disponer la contrabóveda definitiva (línea vertical negra).

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-6.

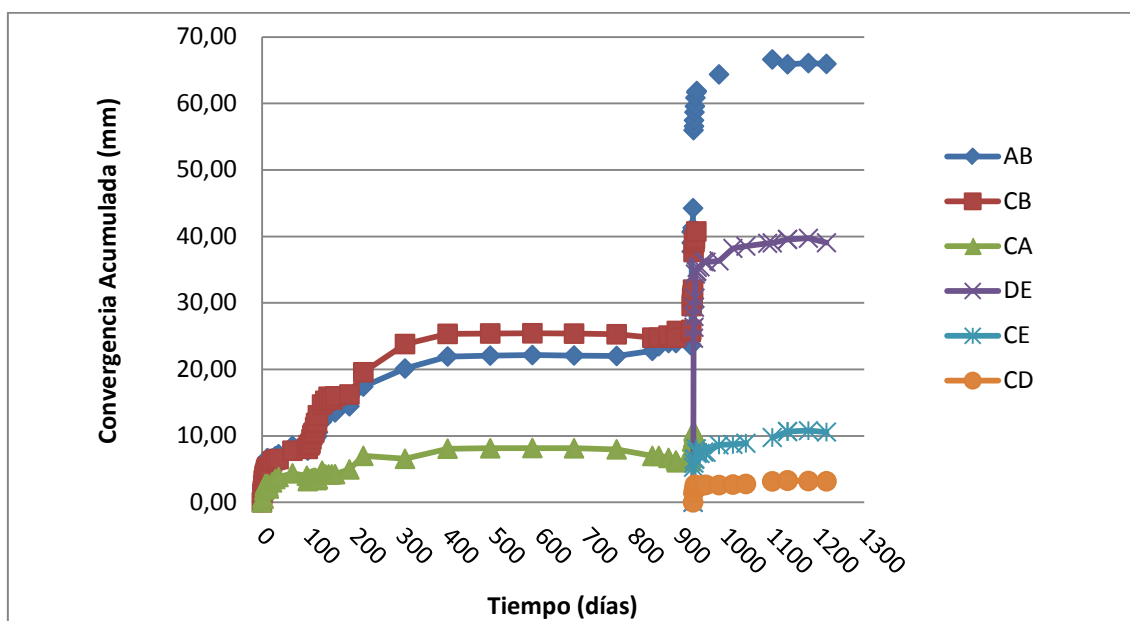


Figura 5.7. Convergencia C-6. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-6. No se dispone contrabóveda de refuerzo en avance y los valores de cierre en avance son bajos (25 mm cuerda AB). Hasta que no se ejecuta la contrabóveda definitiva no se estabiliza (entorno a los 65 mm de cierre acumulado).

TRAMO 2 del P.K 205+136.5 al P.K 205+414

Tabla 5.5. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 2.

CONV	AL INICIO DESTROZA			FINALIZADA DESTROZA						
	ACUMULADO	LECT FECHA 24/09/2015		ACUMULADO					08/08/2016	
	A-B	C-B	C-A	A-B	C-B	C-A	D-E	C-E	C-D	
C-12	48,14	26,05	10,07	88,91	8,75	5,03	25,69	10,80	3,93	
C-13	62,19	33,64	4,03	119,50	55,63	4,00	20,25	-1,61	0,05	
C-14	90,40	37,62	5,79	136,22	47,80	6,20	11,37	3,73	4,33	
C-15	73,88	31,69	13,33	100,10	38,08	12,99	15,43	4,38	4,51	
C-16	92,50	39,68	11,02	136,54	43,02	8,52	7,47	1,36	0,90	
C-17	104,78	50,35	14,08	147,26	54,40	18,75	11,60	3,27	1,78	
C-18	92,50	32,57	16,85	108,21	45,25	21,06	32,75	1,52	1,86	
C-19	111,84	40,71	11,98	159,37	46,89	9,24	23,08	9,02	6,63	
C-20	158,40	48,73	22,70	215,12	50,00	24,73	6,15	1,45	2,81	
C-21	188,69	69,64	25,75	221,27	76,26	27,76	7,93	3,13	2,17	
C-22	177,65	97,29	8,72	204,93	108,94	9,11	6,87	1,90	1,83	
C-23	172,21	79,07	15,24	215,36	91,55	20,31	31,33	10,19	1,71	
C-24	136,06	58,09	11,54	195,33	62,32	12,16	9,06	1,16	0,25	
C-25	129,43	77,38	1,06	174,39	85,20	6,47	16,55	4,91	0,92	
C-26	88,26	50,32	9,10	128,32	64,13	13,65	13,30	5,67	4,21	
C-27	72,13	29,06	11,36	149,85	44,61	20,20	11,74	4,67	1,71	
C-28	79,54	27,73	12,90	124,09	29,89	14,34	10,70	1,67	1,78	
C-29	78,82	31,64	14,43	127,21	41,82	19,13	15,63	5,13	3,49	
C-30	51,27	20,00	11,09	104,43	28,23	18,08	12,68	1,64	3,28	

Fuente: Elaboración propia.

En este tramo sucede lo mismo que en el anterior. Las convergencias con mayores cierres en fase de avance C-21 (incremento del 18%), C-22 (incremento del 16%), C-23 (incremento del 25 %), C-24 (incremento del 43 %) y C-25 (incremento del 35%) son inferiores a las teóricas previstas (hay que hacer notar que en estas secciones de convergencia se dispuso contrabóveda provisional en avance, por lo que se puede decir que el tratamiento previo antes de retirar dicha contrabóveda ha sido satisfactorio). Se puede apreciar que el incremento de convergencia entre la C21 /C22 (entorno al 15% y 17%) es inferior a la C24/25 (entre 34% y 43%) , debido a que se dispuso en las primeras la contrabóveda de hormigón proyectado en destroza y en las segundas no.

Se adjuntan los gráficos de convergencias de las secciones C-21 (figura 5.8) y C 24 (figura 5.9).

También se observa cómo en aquellas secciones con menores desplazamientos en fase de avance, y que por tanto han tenido unos tratamientos en destroza más “ligeros”, han sufrido unos incrementos de deformación proporcionalmente superiores (por ejemplo la sección C-27 pasa de 72 mm a 149,8 mm, es decir más del doble). Con esto se cumple la filosofía del NMTA de adaptar los sostenimientos a la calidad del macizo, dejando que éste se deforme dentro de los límites (tanto estructurales como funcionales marcados). Se adjunta la gráfica de la convergencia C 27 (figura 5.10).

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-21.

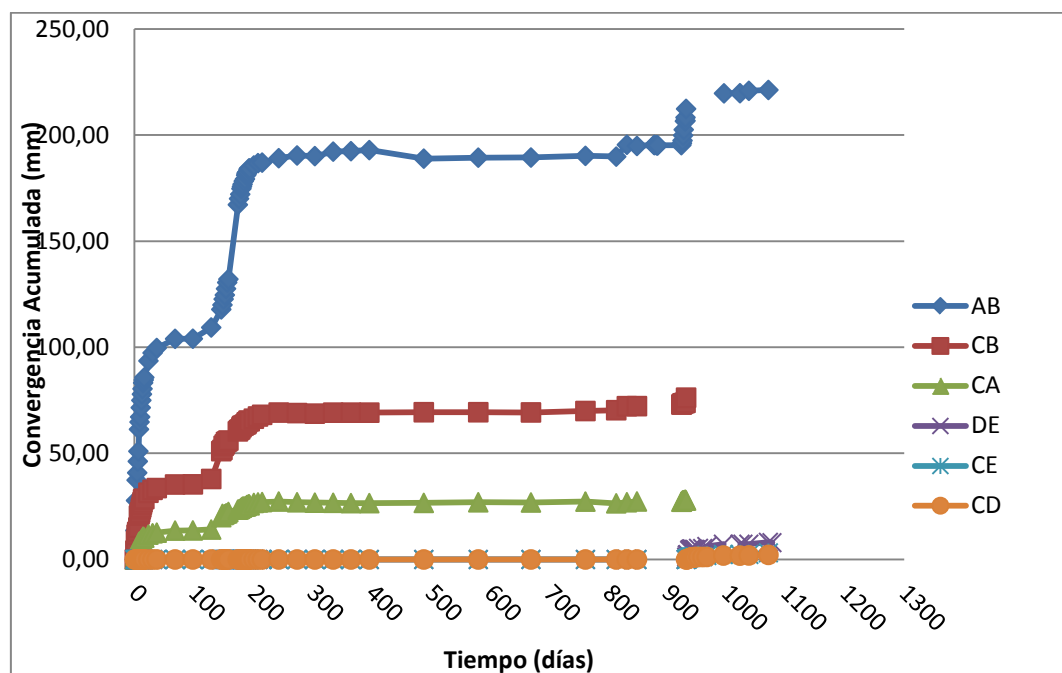


Figura 5.8. Convergencia C-21. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-21. En este caso se ejecuta la contrabóveda de destroza de gunita de forma sistemática, al haberse hecho en fase de avance, por lo que el cierre es mínimo.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-24.

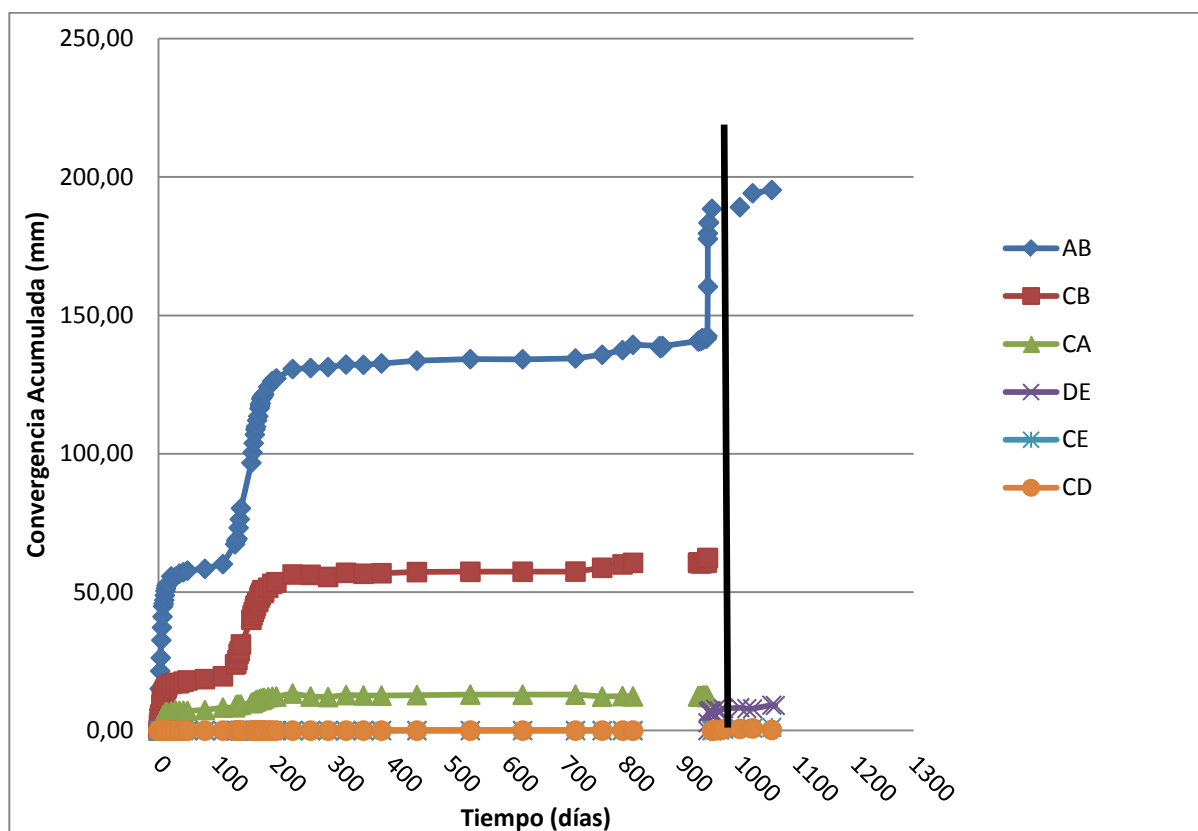


Figura 5.9. Convergencia C-24. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-24. A diferencia de la sección anterior, no se dispuso contrabóveda provisional de hormigón proyectado en destroza. La estabilización se produjo al ejecutar la contrabóveda definitiva (línea negra vertical).

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-27.

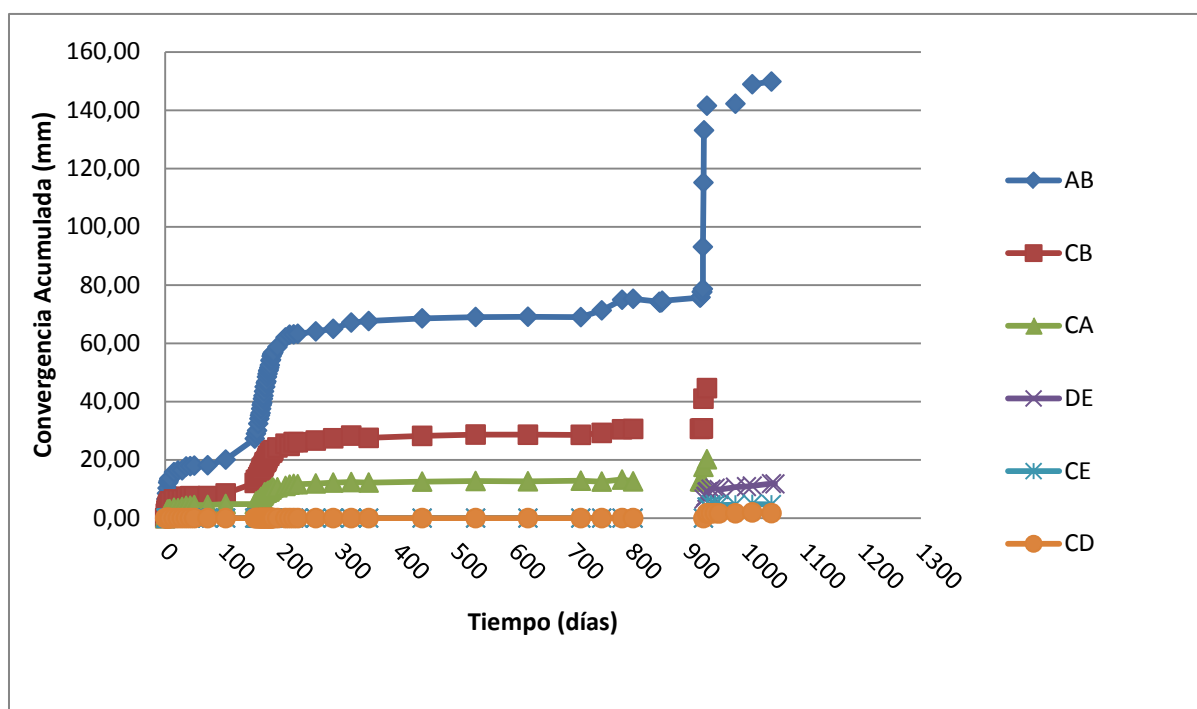


Figura 5.10. Convergencia C-27. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-27. No se dispuso contrabóveda provisional ni en avance ni en destroza, ni refuerzo previo antes de la destroza.

TRAMO 3 del P.K. 204+679 al P.K. 204+960

Tabla 5.6. Evolución de convergencias en fase de destroza tramo 3.

CONV	AL INICIO DESTROZA			FINALIZADA DESTROZA					
	ACUMULADO	LECT FECHA 24/09/2015		ACUMULADO				08/08/2016	
	A-B	C-B	C-A	A-B	C-B	C-A	D-E	C-E	C-D
C-43	54,45	26,13	3,56	108,37	39,78	8,75	18,66	7,73	3,01
C-44	101,93	39,92	8,71	130,41	47,05	14,31	22,75	8,49	0,00
C-45	121,25	44,90	12,47	164,83	54,29	14,10	68,24	22,26	8,61
C-46	66,93	21,71	9,84	124,28	27,47	2,40	60,58	9,26	6,43
C-47	146,07	54,52	9,83	183,83	62,54	13,23	12,80	5,07	1,30
C-48	131,52	46,01	12,63	214,03	69,14	15,29	69,53	23,39	2,61
C-49		32,57	3,50	159,71	56,07	11,77	99,67	25,31	9,84
C-50	119,38	38,29	7,63	194,04	58,35	9,35	22,49	3,81	1,72
C-51	118,73	47,62	6,06	206,68	68,34	15,04	65,22	8,26	7,72
C-52	108,94	39,23	4,73	187,71	53,46	13,50	48,07	3,80	5,18
C-53	131,56	50,89	11,70	203,88	69,50	19,06	27,26	6,16	19,64
C-54	131,18	43,29	17,24	190,10	61,90	27,16	29,89	7,95	2,11
C-55	42,47	20,64	8,66	96,26	38,21	11,11	13,24	4,29	0,64
C-56	97,40	39,28	12,53	157,46	57,55	17,56	16,50	5,34	0,63
C-57	87,84	43,87	7,22	135,14	56,46	9,46	7,85	0,27	0,74
C-58	171,38	74,32	13,02	216,30	86,75	15,32	8,88	2,92	1,27
C-59	202,65	64,34	27,17	239,38	75,36	31,23	16,26	2,82	0,71
C-60	109,40	43,29	16,57	158,32	58,04	21,01	49,40	27,75	11,47
C-61	102,90	23,32	25,23	183,98	35,56	32,64	13,08	1,26	1,74
C-62	118,96	25,69	13,10	216,22	45,50	3,88	47,03	0,57	11,13
C-63	124,56	41,40	29,25	198,17	57,35	38,05	23,30	6,39	6,61
C-64	150,37	46,42	27,27	234,47	69,68	45,61	26,78	10,10	5,19
C-65	133,86	45,77	11,70	173,94	55,24	12,64	15,72	5,59	2,97
C-66	133,55	21,35	25,02	195,64	19,96	28,93	17,08	2,07	1,02
C-67	115,59	43,39	11,06	158,86	49,98	14,93	34,44	10,77	16,18
C-68	33,92	12,35	4,00	55,30	18,30	7,75	11,73	-7,45	1,39

Fuente: Elaboración propia.

En este tramo sucede prácticamente lo mismo que en los dos anteriores. En las secciones de convergencia con mayores desplazamientos en fase de avance tenemos tan sólo unos incrementos de deformación en destroza del 26 % en la C-58 y del 18 % en la C 59. También se observa cómo en aquellas secciones con menores desplazamientos en fase de avance, y que por tanto han tenido unos tratamientos en destroza más “ligeros”, han sufrido unos incrementos de

deformación proporcionalmente superiores C-43, C-46, C-55, C-64 y C-68. En el caso de la C-64, la convergencia A-B en avance fue de 150 mm y en destroza pasó a 234,47mm, es decir sufrió un incremento de deformación respecto al avance del 56%, que se traduce en una deformación de casi el 2,7% que según el criterio de Hoek y Marinos (2000) es un squeezing moderado. Se adjunta gráfico de evolución en fase de avance y destroza de la convergencia C-43 (figura 5.11) y C-68 (figura 5.12).

Si analizamos las secciones en las que se dispuso contrabóveda provisional en avance tenemos incrementos de deformación en la sección de convergencia C-44 del 29%, en la C-45 del 36% y en la C-47 del 26%, que son valores sin duda bajos y que se debe a la disposición de una contrabóveda provisional en destroza. Se adjunta gráfico de evolución en fase de avance y destroza de la convergencia C-47 (figura 5.13). En las secciones en las que no se dispuso esta contrabóveda provisional en destroza los incrementos de deformación son superiores (en la sección de convergencia C-48 del 63%, en la C-51 del 74%, en la C-52 del 73%, en la C-53 del 55%, en la C-60 del 45%, en la C-61 del 78% y en la C-62 del 82%). Es decir el incremento de porcentaje no supera el 82%, siempre por debajo de la previsión inicial y demostrando en este caso el buen funcionamiento de los refuerzos previstos. Se adjunta gráfico de evolución en fase de avance y destroza de la convergencia C-51 (figura 5.13) y C-62 (figura 5.14).

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-43.

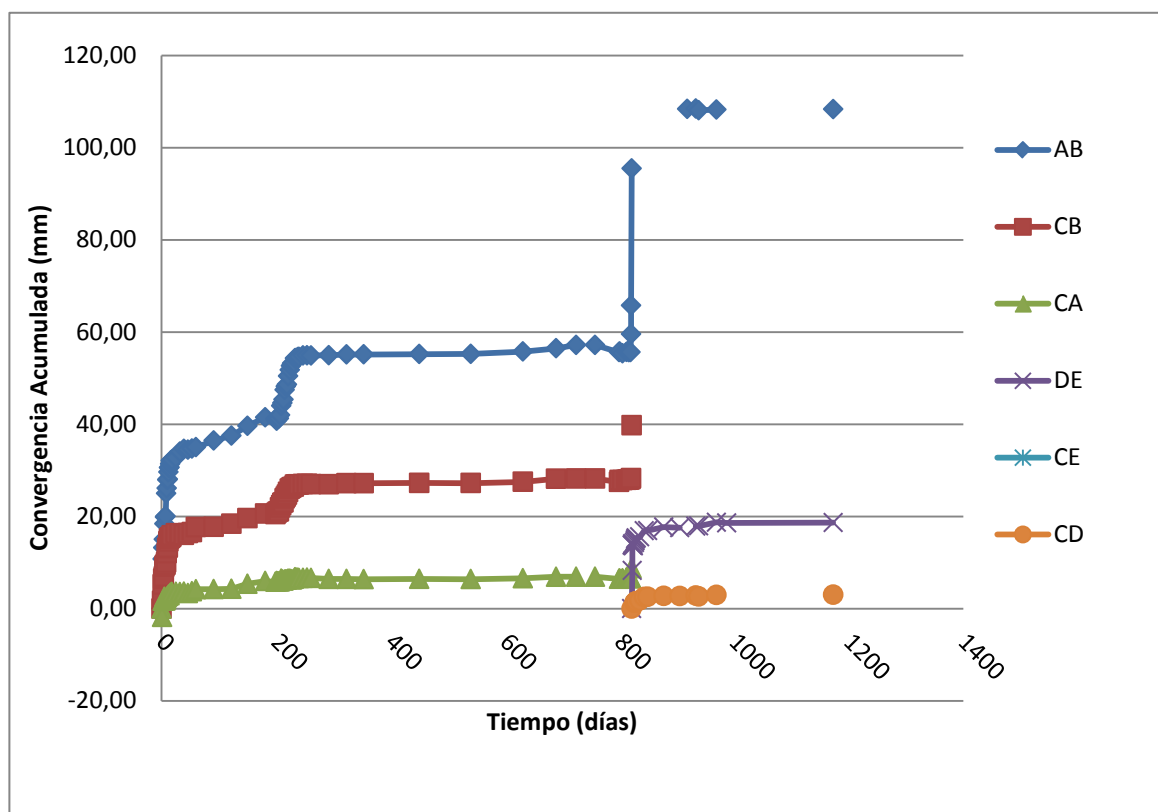


Figura 5.11. Convergencia C-43. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-43. El cierre de la sección en destroza es el doble que en avance (cuerda A-B). Se estabiliza en su totalidad al disponer la contrabóveda.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-68.

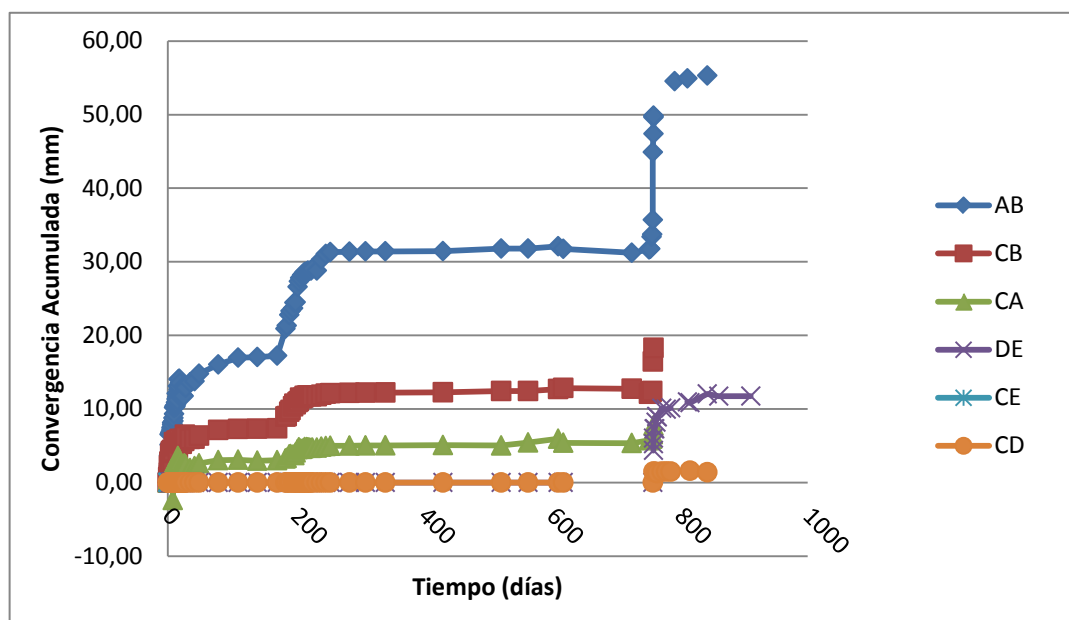


Figura 5.12. Convergencia C-68. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-68. El cierre de la sección en destroza es el 62% del avance (cuerda AB). Se estabiliza en su totalidad al disponer la contrabóveda.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-47.

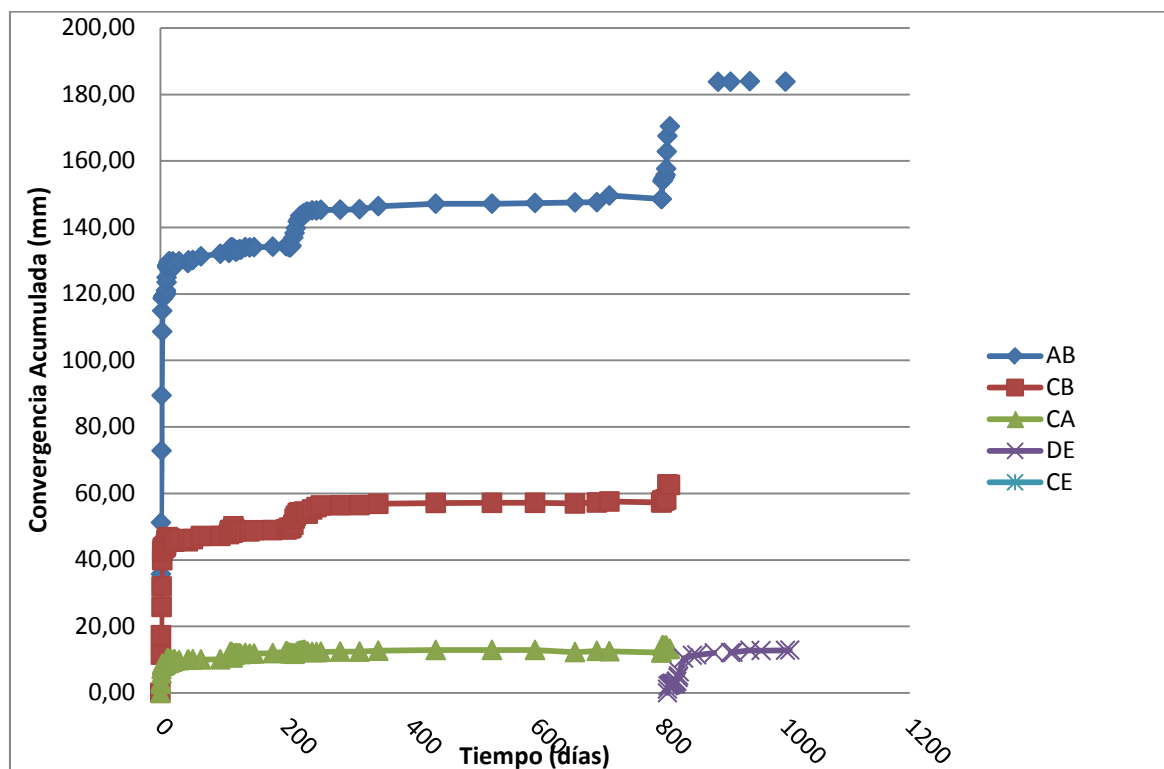


Figura 5.13. Convergencia C-47. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-47. Se dispone la contrabóveda provisional en destroza. Cierre de 35 mm (cuerda A-B) y 17 mm (cuerda D-E). Estabilización casi instantánea.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-51.

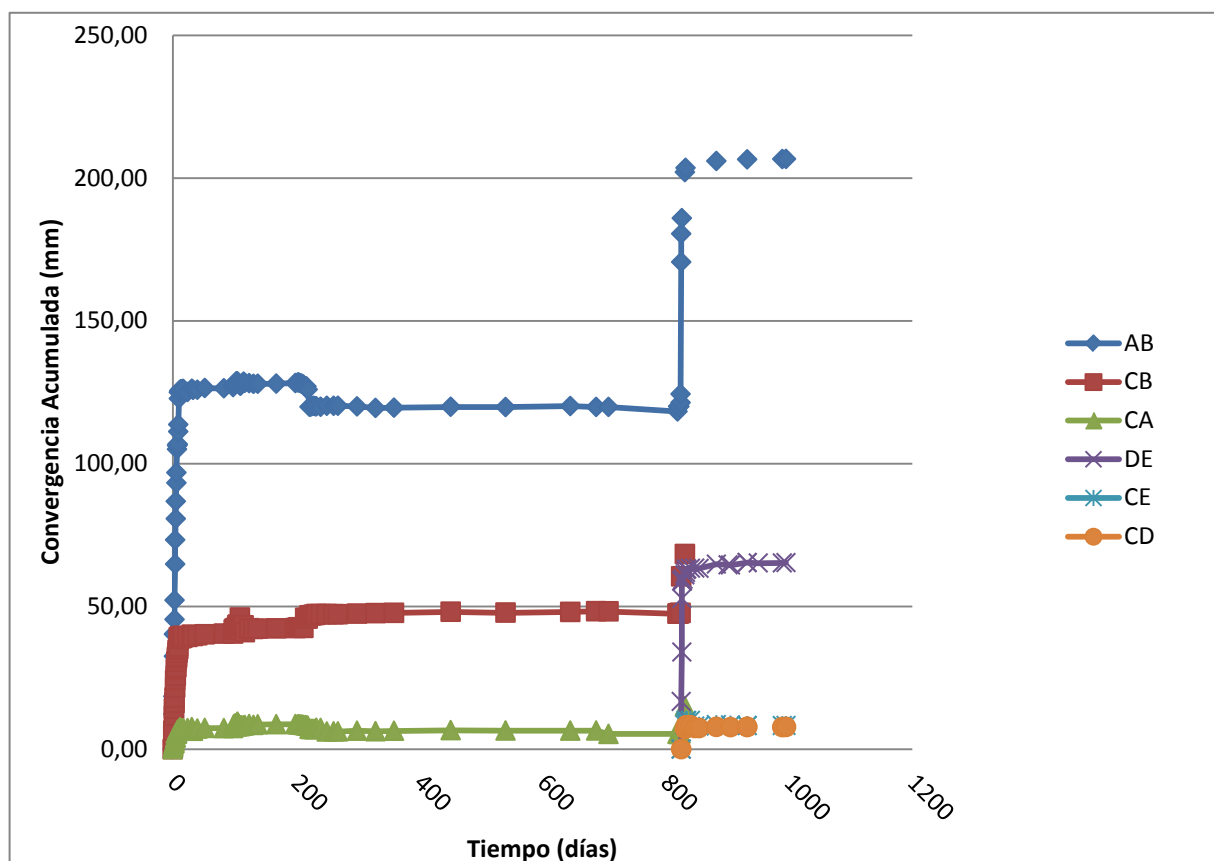


Figura 5.14. Convergencia C-51. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-51. No se dispone la contrabóveda provisional en destroza. Cierre de 75 mm (cuerda A-B) y 65 mm (cuerda D-E). Estabilización casi instantánea al disponer la contrabóveda definitiva.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-62

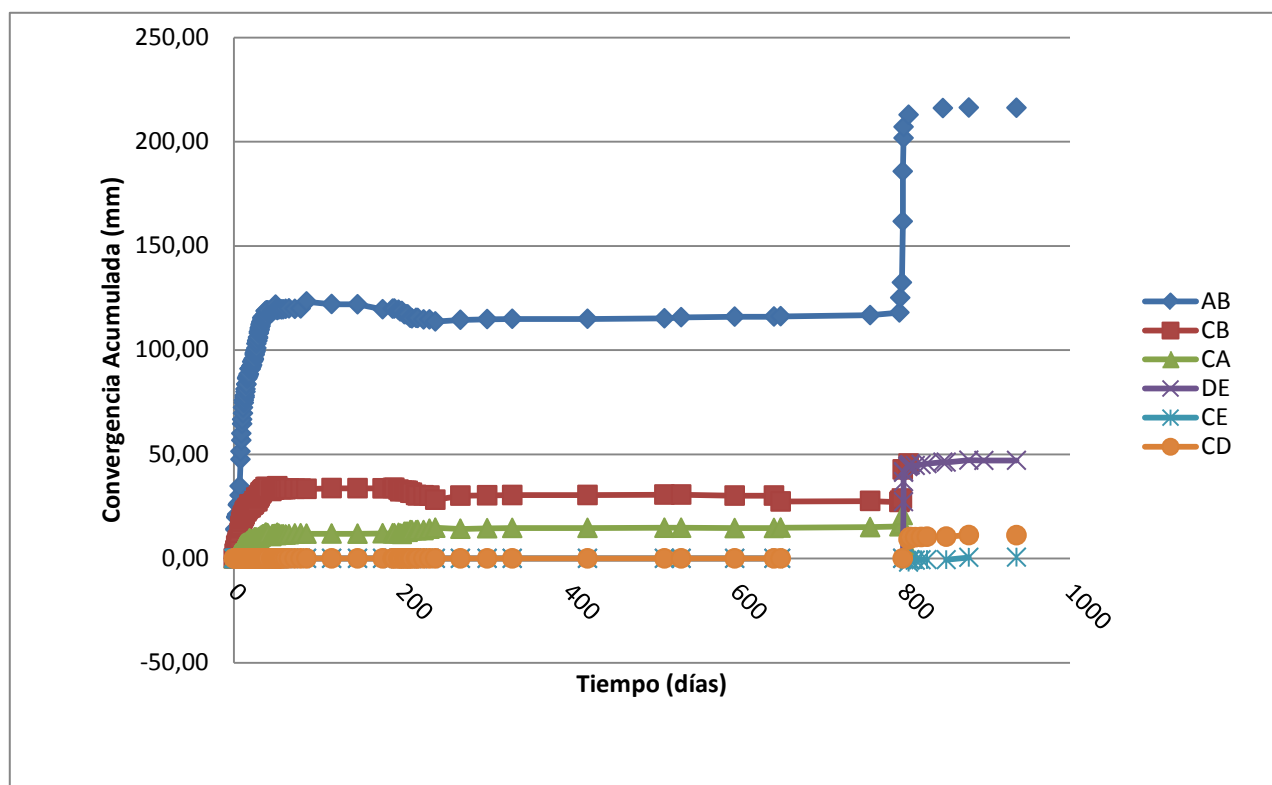


Figura 5.15. Convergencia C-62. Gráfico de evolución en fase de avance y destroza.

C-62. No se dispone la contrabóveda provisional en destroza. Cierre de 100 mm (cuerda A-B) y 50 mm (cuerda D-E). La estabilización se produce al ejecutar la contrabóveda definitiva.

6 RECOMENDACIONES.

De acuerdo con lo visto en los capítulos anteriores se pueden extraer las siguientes recomendaciones y pautas a seguir en túneles de 52 m² de sección y terrenos cuya deformación radial alcanza el 3%:

- En este tipo de terrenos se debe ejecutar la sección en dos fases: avance y destroza. Para sección monotubo la altura de la fase de avance puede alcanzar los 6,5m, de cara a mejorar los trabajos de excavación, carga y transporte del material. Dado el tipo de terreno se ejecutará una CONTRABÓVEDA (frente a la solución LOSA PLANA), excavada bajo la destroza. Esta operación es norma de buena práctica habitual en obras de este tipo. Al atravesar terrenos de mala calidad geotécnica, las tensiones horizontales son mayores que las verticales, por lo que se requiere dar continuidad a dichas tensiones entre hastiales a través de la contrabóveda.
- Los tratamientos de refuerzo en fase de avance consistirán en la disposición de bulones autoperforantes y contrabóveda provisional de hormigón proyectado de al menos 25 cm de espesor. Los primeros están indicados para deformaciones inferiores al 1% y para disponer como refuerzo durante la eliminación de la contrabóveda en fase de avance. Como se ha podido constatar, no funcionan para deformaciones superiores ya que no son capaces de detener las deformaciones del túnel, por lo que se tiene que recurrir a la contrabóveda. La disposición de contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance se ha visto como el método más adecuado para conseguir la estabilización del de las deformaciones del túnel.
- En el caso de la destroza, a la vista de los resultados no merece la pena disponer contrabóveda provisional y sobre ella la definitiva de hormigón HM-35, y que directamente se disponga la contrabóveda definitiva de hormigón, bien cuando el protocolo determine disponer contrabóveda provisional, bien ejecutarla al final de la semana de trabajo de cara a acelerar el proceso de estabilización del túnel. Esto implica modificar la forma de ejecutar la contrabóveda y tacones de la sección. Por lo general en los proyectos se recomienda realizar la contrabóveda en dos fases, primero se disponen los tacones IIIA y IIIB que conectarán la contrabóveda con el revestimiento (de forma alternativa para no descalzar el sostenimiento) y posteriormente la contrabóveda IIIC, tal y como se precia en la Figura 6.1.

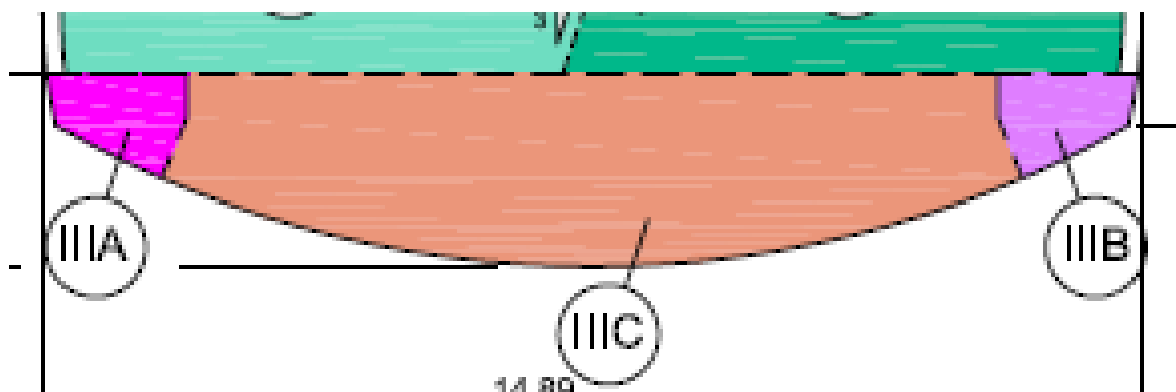


Figura 6.1.- Fases excavación de contrabóveda.

Lo que se plantea aquí es ejecutar la contrabóveda en una primera fase de lado a lado del túnel, según aparece sombreado en la Figura 6.2. Posteriormente se ejecutan los dos tacones quedando unidas las dos fase de los tacones mediante barras corrugadas de diámetro 32, de 40 cm de longitud y dispuestas cada 1 m.

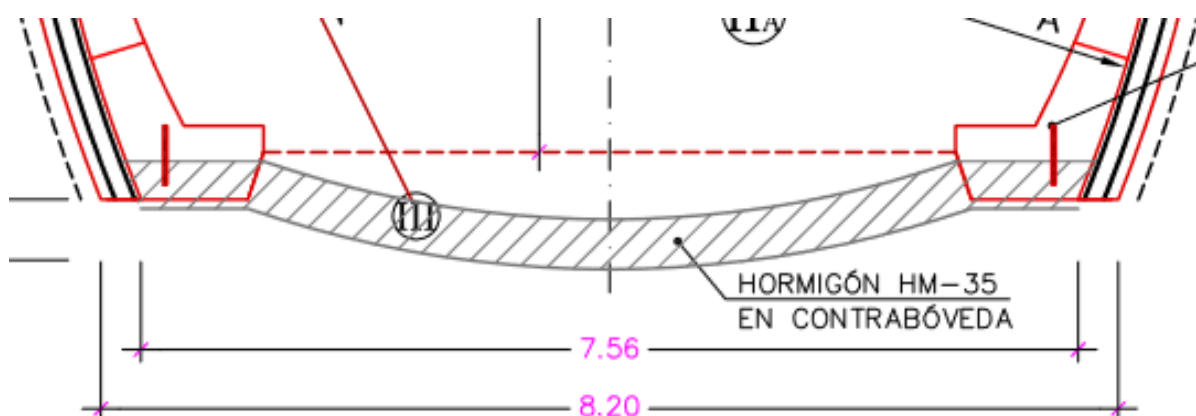


Figura 6.2. Ejecución de contrabóveda hasta hastiales.

- En cuanto a bulones de refuerzo, debe descartarse la utilización de bulones de expansión hidráulica tipo swellex como refuerzo de tramos con squeezing, ya que debido al creep se expandirá el contorno de la perforación por el empuje de hinchado del bulón, lo que reducirá esta presión y disminuirá o anulará la capacidad resistente del bulón. Además tampoco debe emplearse en terrenos no cohesivos muy fragmentados, ya que se cerrará por derrumbios el hueco de la perforación impidiendo la introducción del bulón. Esta dificultad será tanto mayor e insalvable cuanto mayor sea la longitud del bulón que quiere colocarse. La barra Gewi o Dywidag no es fiable en los materiales con RMR menor de 30, en terrenos tipo suelo y para longitudes de bulones del orden de 10 metros, ya que no se garantiza que queden inyectados debido a la inestabilidad del hueco de la perforación al no

poder ser atravesados los derrubios por la lechada de inyección. Por todo ello se debe recurrir al empleo de bulones autoperforantes.

- En la ejecución de dos tubos en paralelo debe tenerse en cuenta los efectos que la excavación del tubo más retrasado produce sobre el ya ejecutado. Como se ha podido comprobar esta situación reactiva el fenómeno de squeezing obligando a tomar medidas de refuerzo en aquellos tramos en donde las deformaciones son mayores.
- Hay que tener en cuenta un hecho importante que es la pérdida de sección funcional del túnel; de acuerdo con la filosofía del Nuevo Método Austríaco se pretende relajar el estado tensional del macizo rocoso entorno al túnel, permitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio en que el sostenimiento controla dicha deformación, anclando éste al propio terreno. El problema surge cuando las deformaciones propias suponen la disminución de la sección funcional del túnel lo que lleva a tener que efectuar el estaje de cerchas (es decir desplazar cerchas ya dispuestas que han entrado en sección de cara a garantizar la sección libre del túnel). No hace falta indicar lo delicado del trabajo, (retirada del sostenimiento de hormigón proyectado en el entorno de la cercha, sobreexcavación del terreno para realojar la cercha, desplazamiento de la cercha y regunitado de la zona) más si cabe en este tipo de terrenos. Por esta razón, puede ser conveniente sobreexcavar la sección del túnel. El valor aproximado tendrá relación con el porcentaje de deformación del túnel (en el caso del túnel de O Cañizo se procedió a sobreexcavar un anillo de +15 cm en el tramo con deformaciones mayores del 2,7%).
- Por otro lado las patas de elefante permiten el aumento de la superficie de apoyo del sostenimiento del avance y se emplean unas piezas de doble perfil como puede verse en la Figura 6.3. Aunque al aumentar la superficie de apoyo, la tensión transmitida es menor, y por tanto mucho menor el riesgo de hinca del sostenimiento, estos elementos tienen otros inconvenientes, que son:
 - Obligan a una sobreexcavación plana en las bases del avance, lo que plantea mayor riesgo de inestabilidades o comienzo de campanas en esta zona.
 - La colocación en las esquinas de estas piezas es complicada y con operaciones de menor seguridad que las de colocación de patones no ampliados.

En su lugar se puede estudiar la disposición de bulones o bien micropilotes de recalce dispuestos a 45°, función de los valores obtenidos en la nivelación de clave.



Figura 6.3.- Vista pata de elefante.

- El paraguas recogido en proyecto está constituido por 25 micropilotes de diámetro de perforación 150 mm. Este paraguas se considera de aplicación sistemática en las secciones STG-V y STP-V para suelos o macizos con $RMR < 30$. Partiendo de la base del correcto diseño del mismo, surge el inconveniente a la hora de su ejecución en obra, puesto que para ese diámetro de perforación debería realizarse con una paragüera, y no con un jumbo lo que afecta al ritmo de ejecución de la obra ralentizándolo.

Actualmente, de forma generalizada, los paraguas interiores se realizan con el Jumbo empleando micropilotes autoperforantes tipo symmetrix o similar. El sistema de perforación es con martillo en cabeza y entubación continua con armadura de tubo, de forma que se soslaya la poca capacidad del Jumbo para excavar a rotación, que se necesitaría con otros tipos de micropilotes aunque fueran autoperforantes.

- Respecto a la auscultación, y conforme a la experiencia, las secciones se deberían disponer cada 10/15 m. Aunque en el presente TFG no hemos hecho referencia a las nivelaciones de clave, se dispusieron en cada sección de convergencia. Su colocación resulta fundamental ya que combinado con las deformaciones del túnel podemos conocer

si estamos ante un problema de deformación, o bien si hay un problema de hundimiento (hinca) de los apoyos. También deben disponerse secciones de auscultación, si bien la información obtenida de extensómetros de varillas, células de presión, extensómetros etc, es una información complementaria y útil, pero que no se tiene en cuenta en la toma de decisiones diaria respecto a qué refuerzo emplear.

7 CONCLUSIONES

Se ha propuesto una metodología para detectar y controlar fenómenos de squeezing durante la excavación de túneles en roca blanda (pizarras) mediante la medición de movimientos y fijación en su caso de refuerzos para prevenir y asegurar la seguridad y estabilidad durante la excavación de túneles. El método de excavación de avance y destroza, lectura de deformaciones mediante cinta extensométrica, identificación de squeezing a través de los datos de lectura de deformaciones y fijación de tratamientos de refuerzo en función de los umbrales de deformación establecidos en el protocolo son acertados a la vista de los resultados. Señalar que dentro de los tratamientos, el verdaderamente eficaz en casos de cierres moderados ha sido la contrabóveda.

Tal y como señalamos en la contextualización, el túnel que ha servido de base para aplicar este método forma parte del acceso ferroviario de Alta Velocidad a Galicia, el cual incluye, dentro del Corredor Ferroviario Norte-Noroeste y como transición entre Castilla-León y Galicia, el tramo entre Lubián y Orense. En este acceso hay otros tramos en los que se han ejecutado o se están ejecutando túneles (Túnel de la Canda, Túnel del Espiño, Túnel de O Corno). Sería importante poner en común las situaciones particulares de cada uno de ellos y poder analizar su casuística, con el fin de disponer de una mayor cantidad de datos que puedan mejorar lo aquí expuesto (ya que la metodología propuesta sólo se ha aplicado al túnel de Cañizo Vía Derecha y al túnel de O Cañizo Vía Izquierda). Además toda esta experiencia sería de gran utilidad en futuros proyectos de túneles.

8 BIBLIOGRAFÍA

ADIF. (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.

ARLANDI y GONZÁLEZ DEL TÁNANGO (2007). Comportamiento geotécnico del terreno durante la construcción de los túneles profundos (squeezing y rockburst"). Aplicación a los túneles de Pajares. Ingeotúneles Vol. 11.

BARLA, G. (1995).: "Squeezing rocks in tunnels". ISRM New Journal, 3/4, pp. 44-49.

BARLA, G. (2003). Construcción de túneles en condiciones de deformación (SQUEEZING) Ingeotúneles Vol. 3.

BESTEIRO, L.M (2015).Estudio del fenómeno de plastificación en los túneles de O Cañizo, L.A.V Madrid Galicia. Trabajo Fin de Máster Universidad de Oviedo..

CASTANEDO, F.J (2013). Propuesta modificada de actuación y secciones especiales para el paso de la falla de Pentes en el tramo de O Cañizo del tramo A Mezquita A Gudiña de la L.A.V a Galicia.

CASTANEDO, F.J (2014). Tipología de los tratamientos de refuerzo en zonas en que se han producido elevadas convergencias en el TÚNEL DE O CAÑIZO del tramo A Mezquita – A Gudiña de la L.A.V. a Galicia.

ESTÉBANEZ, E (2015). Protocolo de destroza en tramos con contrabóveda provisional. túnel de O Cañizo Vía Derecha.

GOEL, R.K. (1994): Correlations for Predicting Support Pressures and Deformations in Tunnels. Department. of Mining Engineering, Visvesvaraya Regional College of Engineering., Nagpur, India.

HOEK, E. (2000): "Big tunnels in bad rock". Draft of a paper to be submitted for publication in the ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture, Seattle.

HOEK, E. y MARINOS, P. (2000): Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunnelling International, 1: 45–51; 2: 33–36.

LUNARDI, P. y BINDI, R. (2000).: "The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions. Design technologies and operating methods". Progress in Tunnelling after 2000 AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, 2, pp. 309-322.

MELLO, F.B. de (1996).: "Fallacies in routines of NATM (RSST) Shotcrete supported tunnelling". North American Tunnelling '96. Washington. Abril. Vol. 1

MÜLLER, L. (1978).: "Rock Construction, Vol. 3: Tunnelling (en Alemán)". 945 p., Stuttgart (Enke).

OTEO, C. (2003). El Nuevo Método Austríaco y su filosofía real. Ingeotúneles. Vol. 6.

PELÁEZ, M. (2003). Seguridad en los túneles. Ingeotúneles Vol. 4.

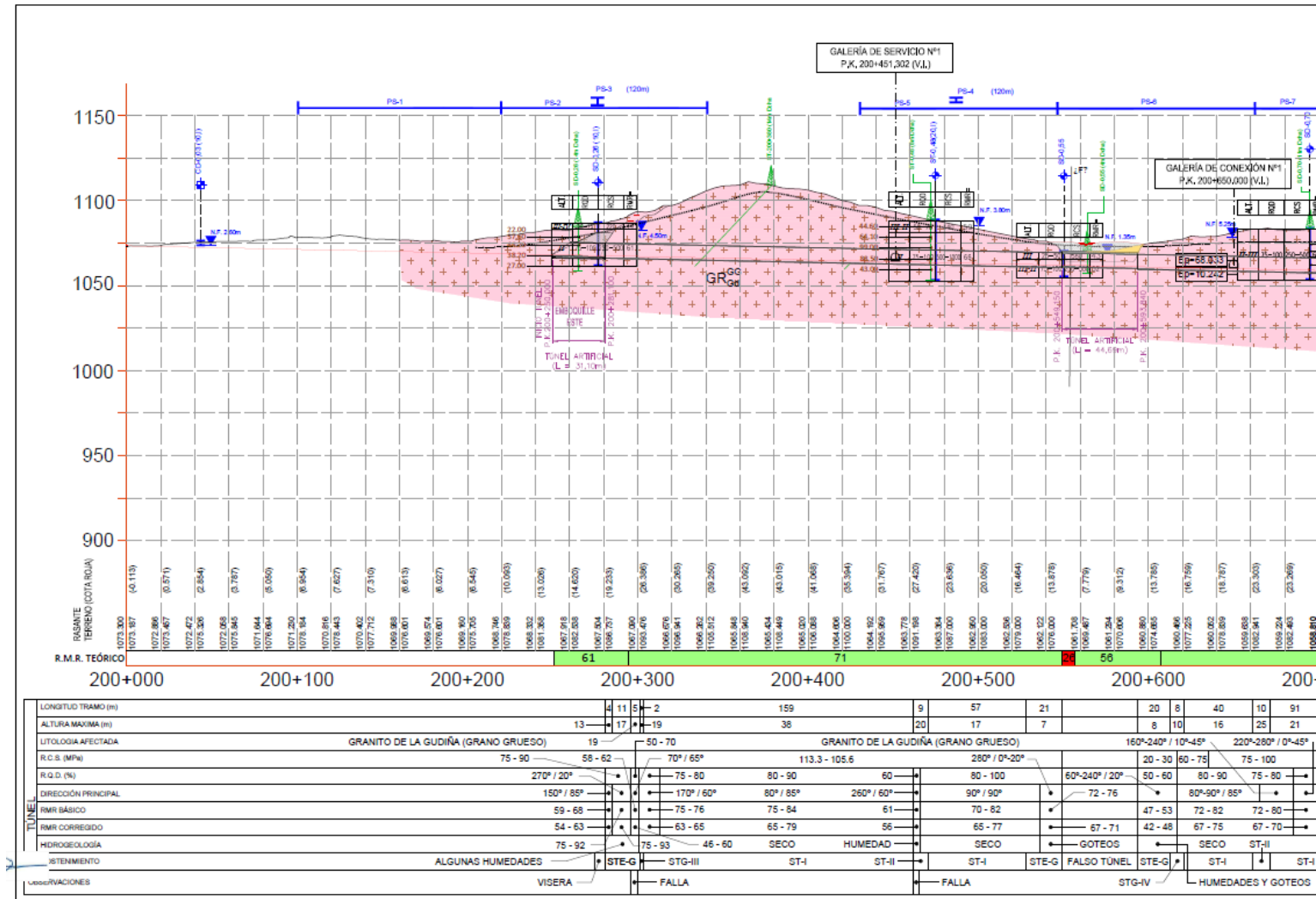
REY, A., PARDO, G., & HURTADO, R. (2010). Túneles y Obras Subterráneas. Madrid: Gráficas Couché.

SULEM, J. (1994).: "Analytical methods for the study of tunnel deformation during excavation", Gallerie in condizioni difficili, MIR '94, Torino, G. Barla ed" pp, 301-317.

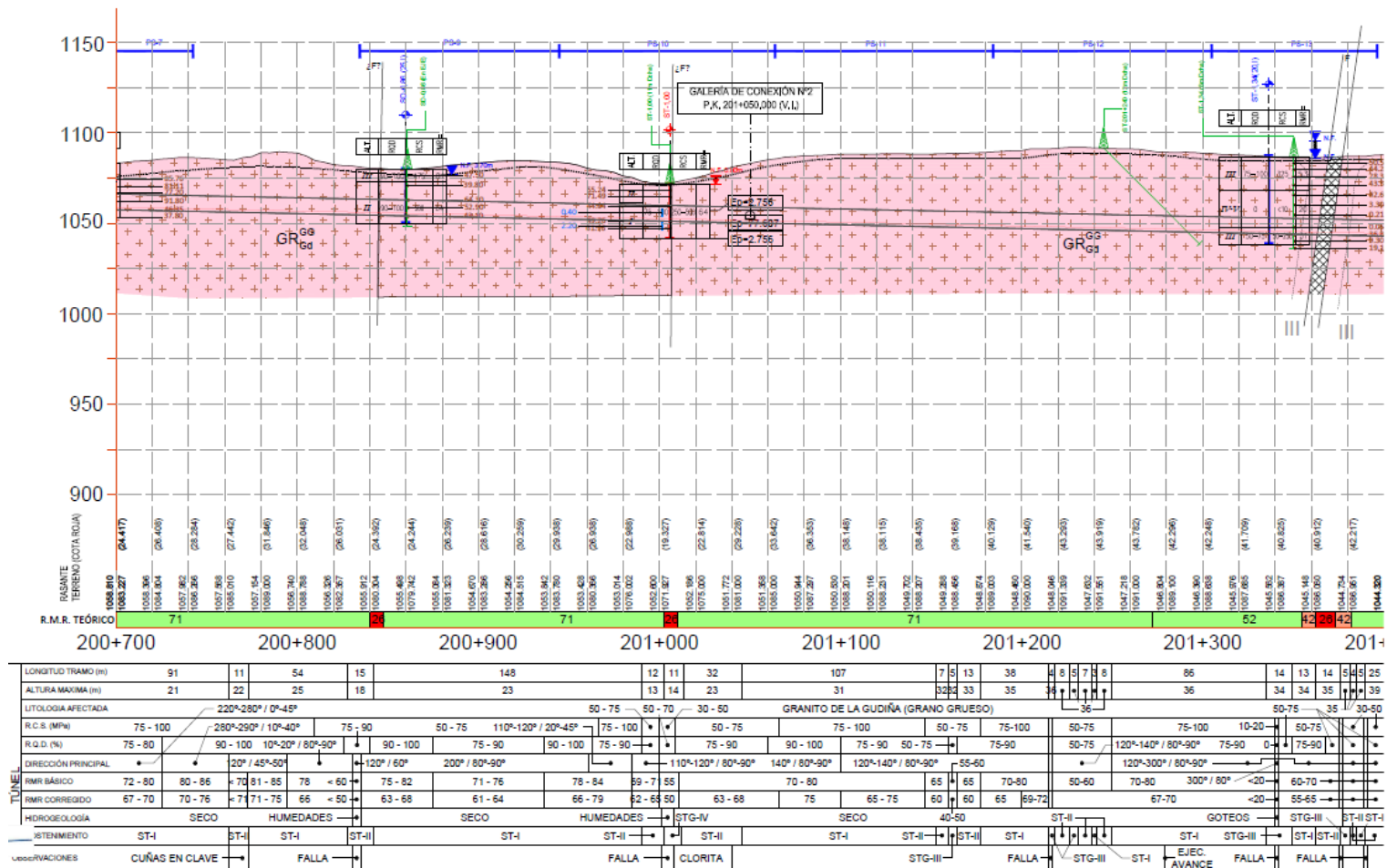
TERZAGHI, K. (1946), "Defectos de la roca y carga en los sostenimientos de túneles".

ANEJO I. PERFILES GEOTÉCNICOS DE TÚNEL

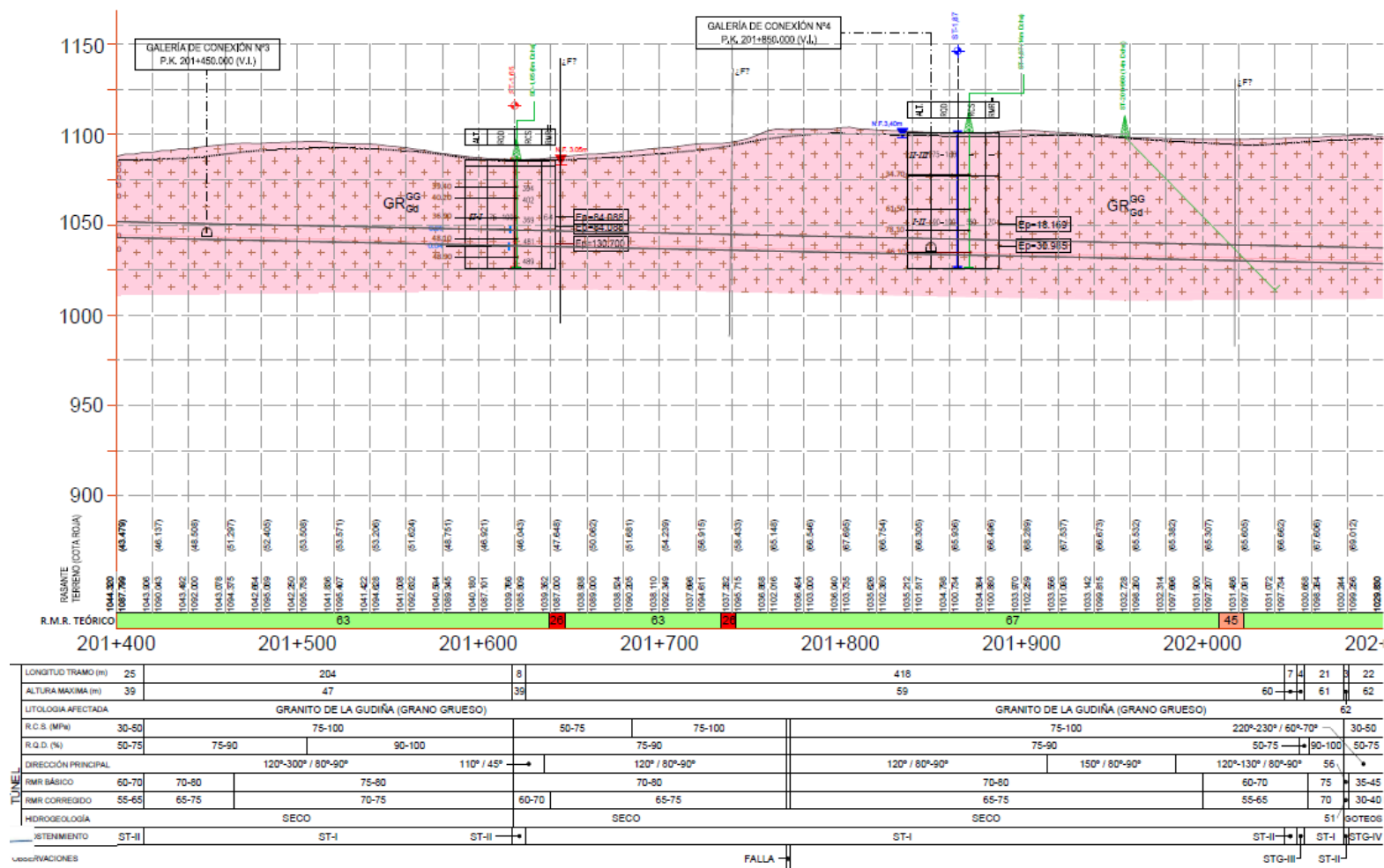
Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.



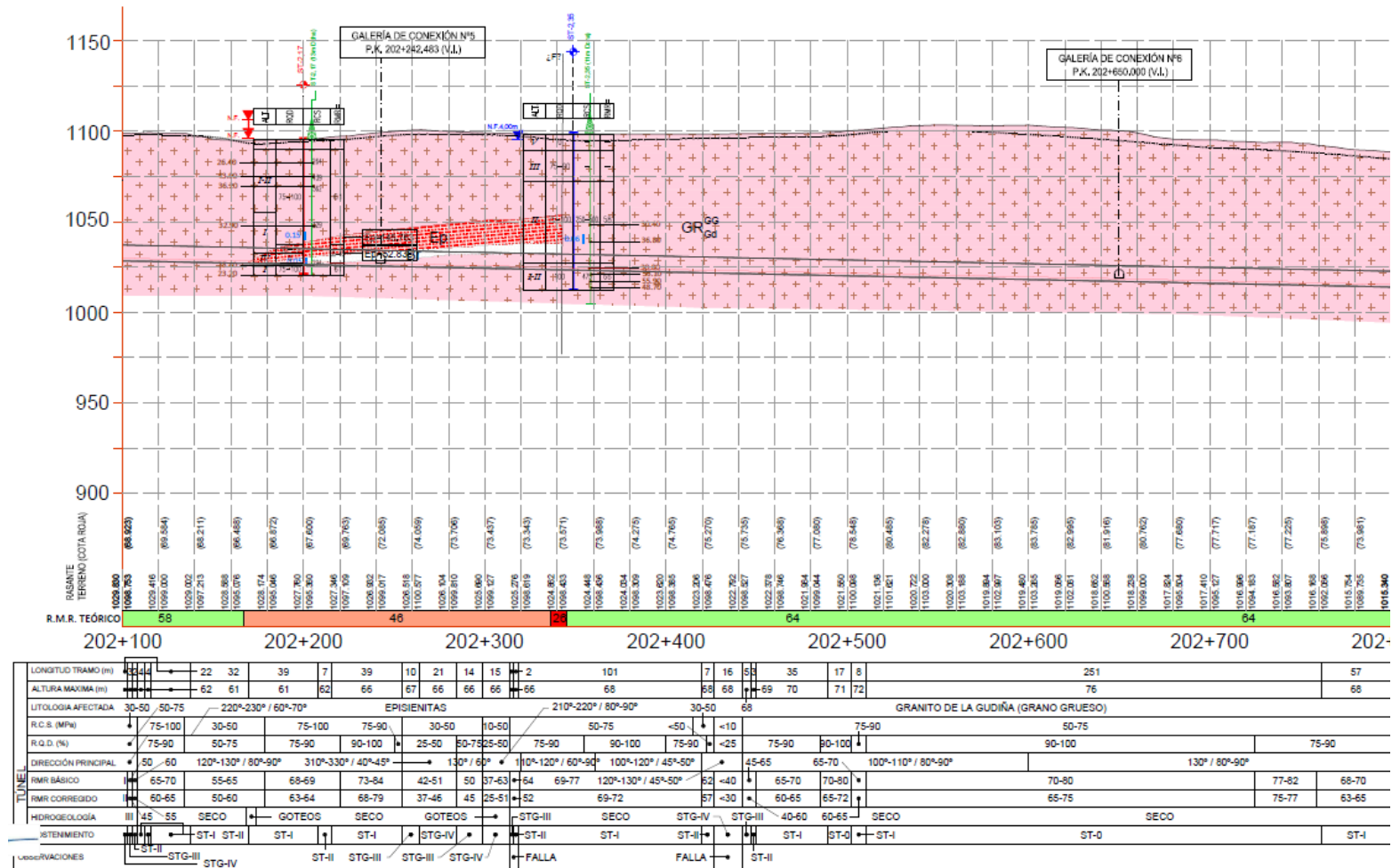
Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha



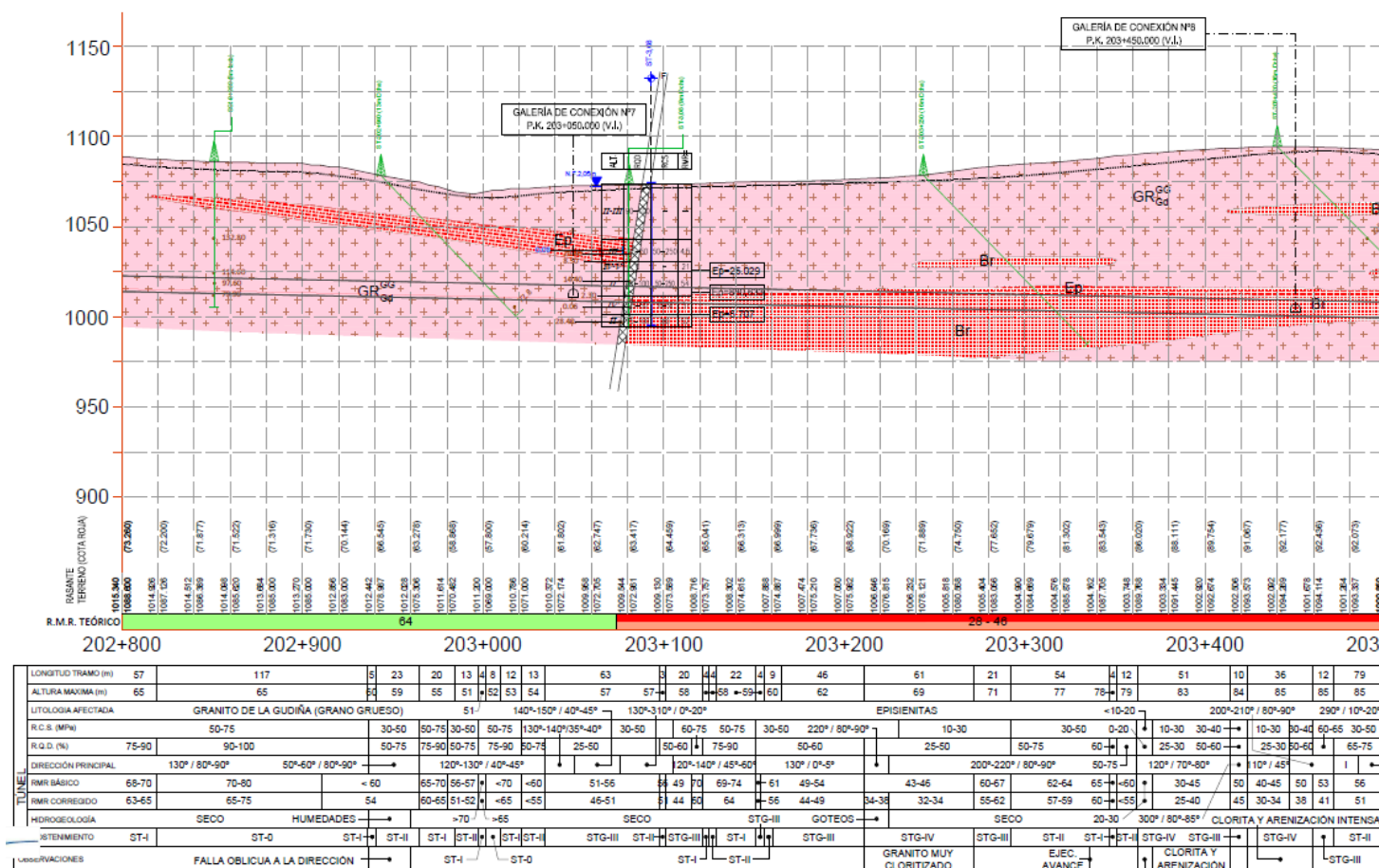
Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha



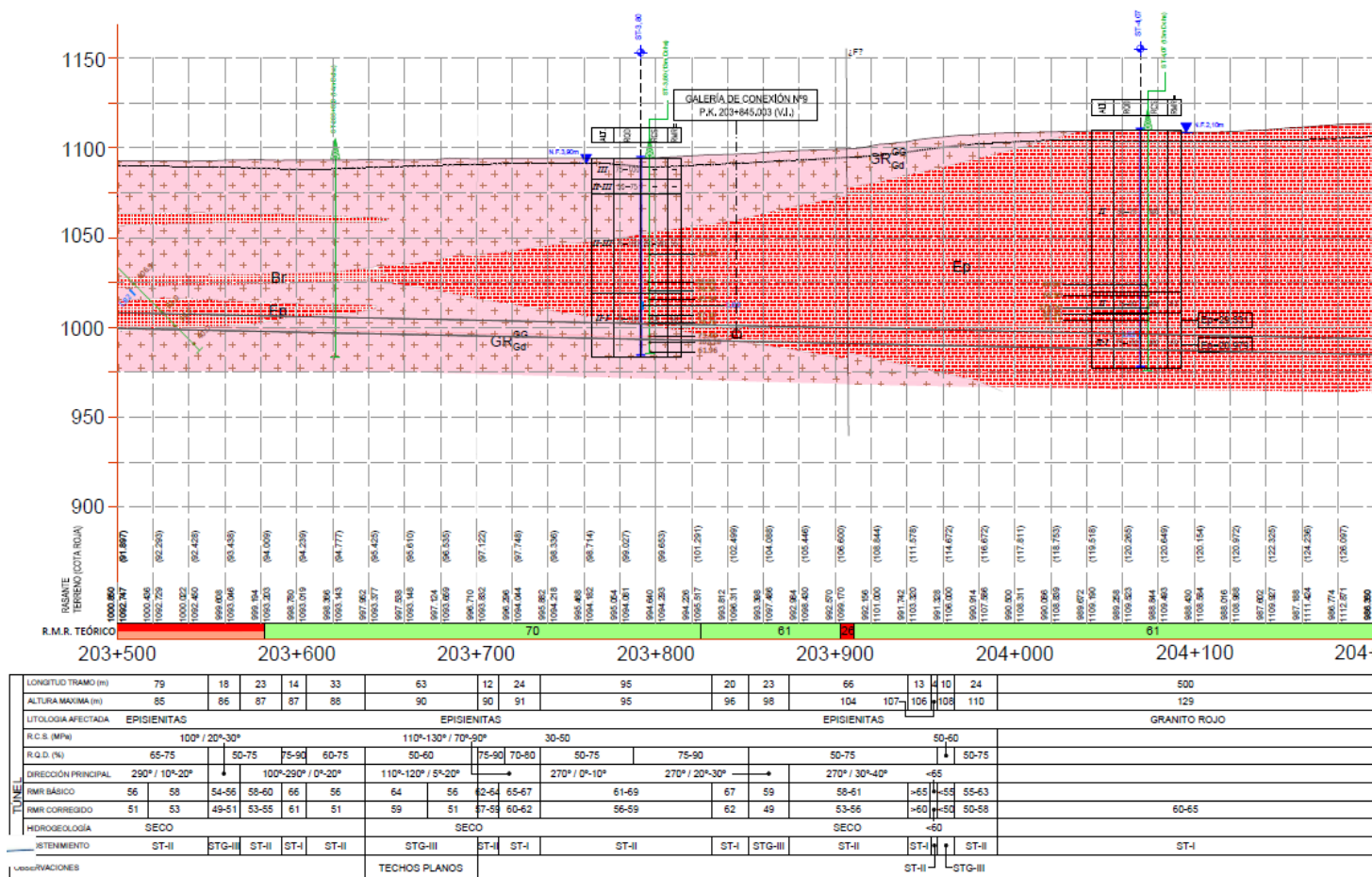
Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha



Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha

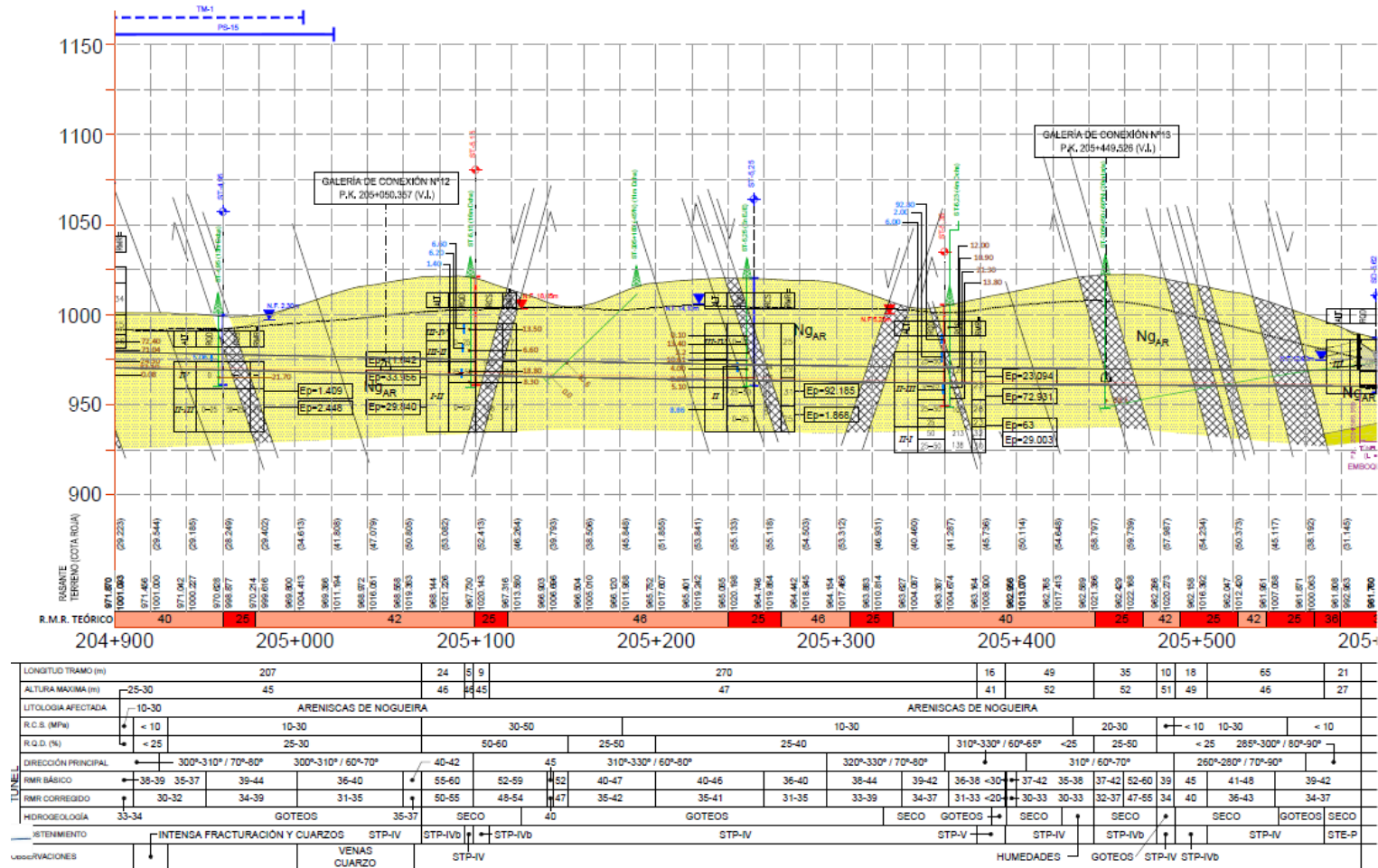


Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha

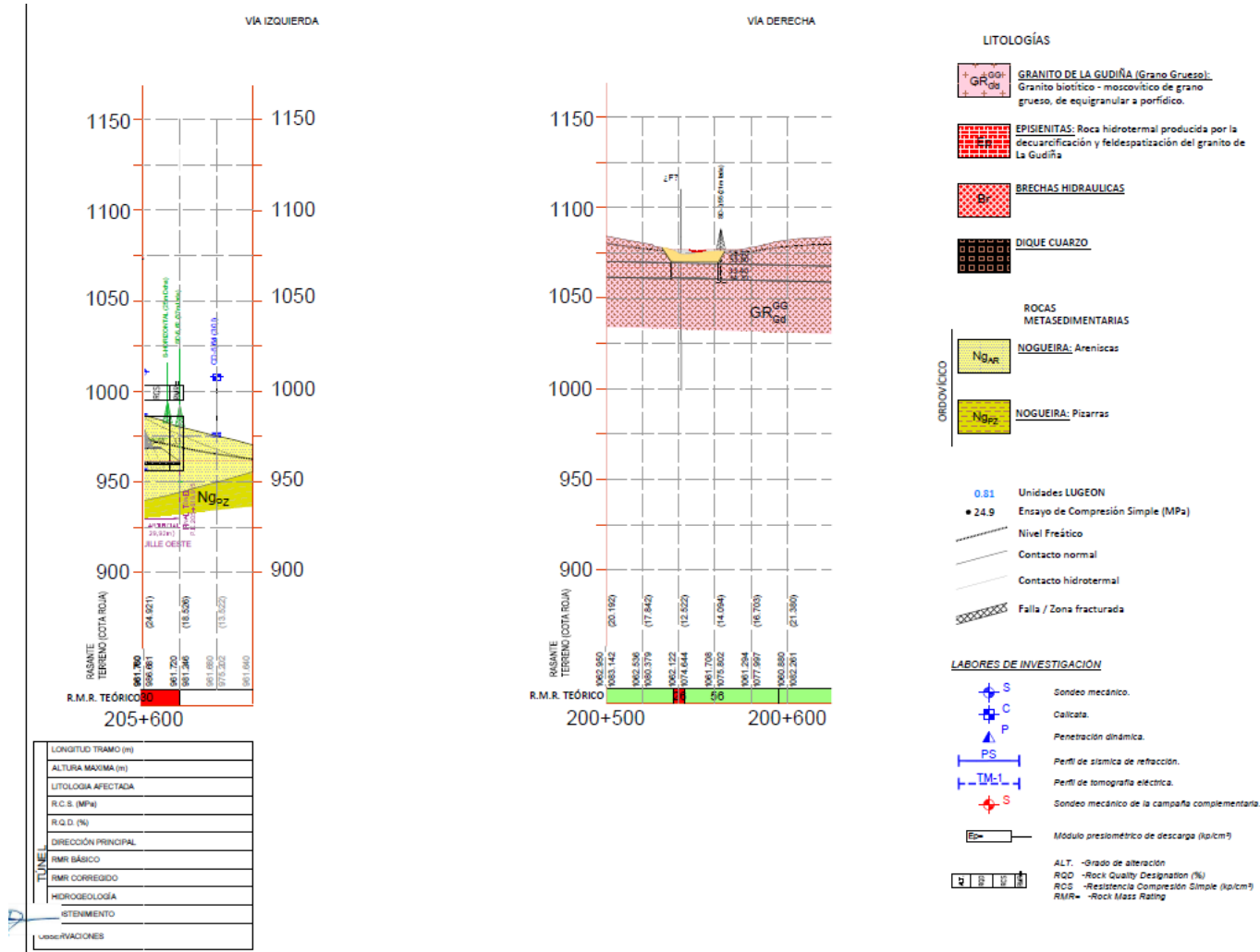


Fuente: ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha





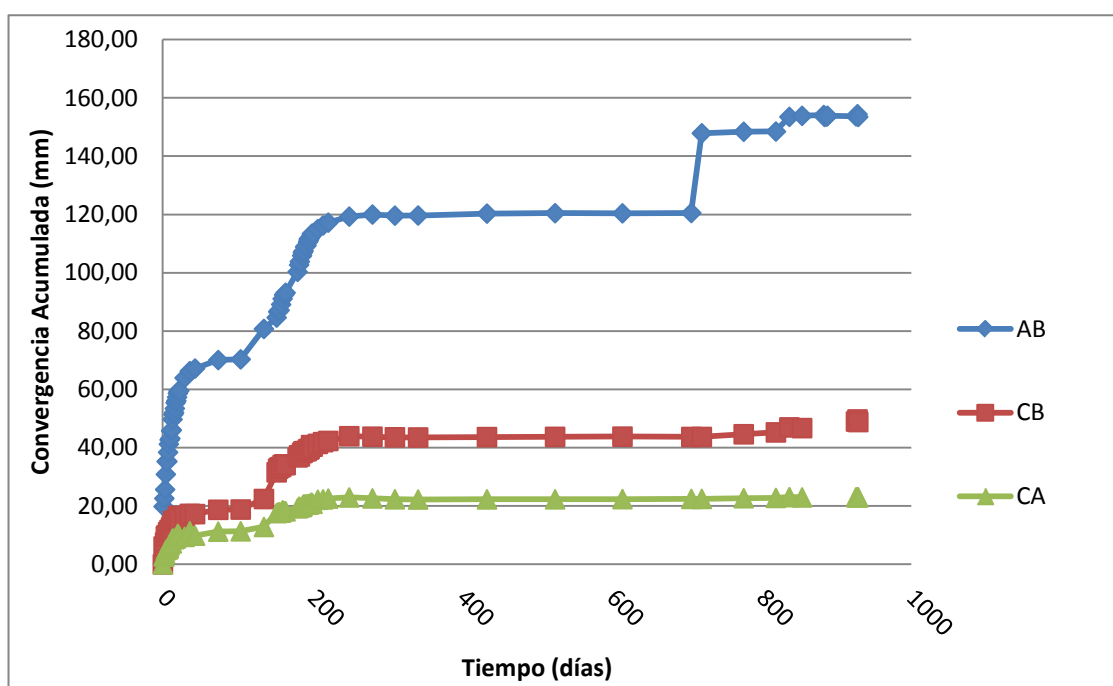
ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha



ADIF (2011). Proyecto de Construcción de Plataforma. Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Tramo: Túnel de O Cañizo. Vía derecha.

ANEJO II. EVOLUCIÓN DE CONVERGENCIAS EN AVANCE: C-20 A C-25.

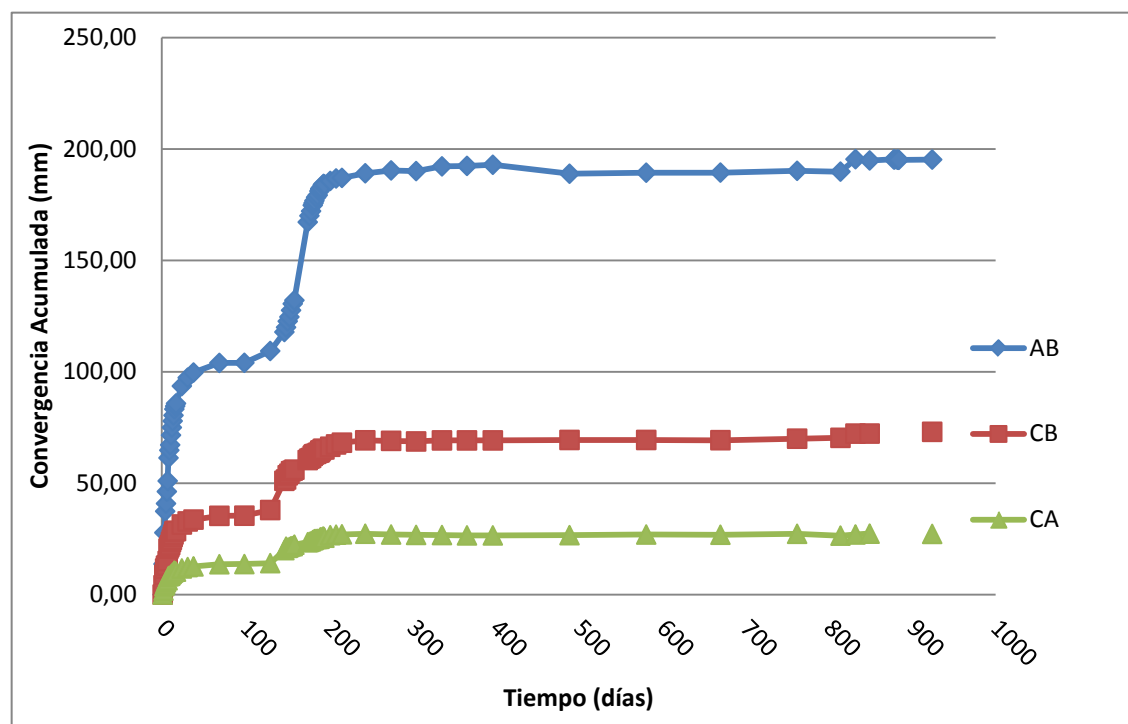
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-20.



Convergencia C-20. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-20. Inicialmente tampoco se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 70 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo. El salto de convergencia de la cuerda AB de 120 mm a 150 mm se debe a rotura de anilla y reajuste de lectura de convergencia. El salto brusco que se produce en la lectura de la cuerda A-B (pasando de 120 a 150 mm), se debe a la rotura de la anilla B.

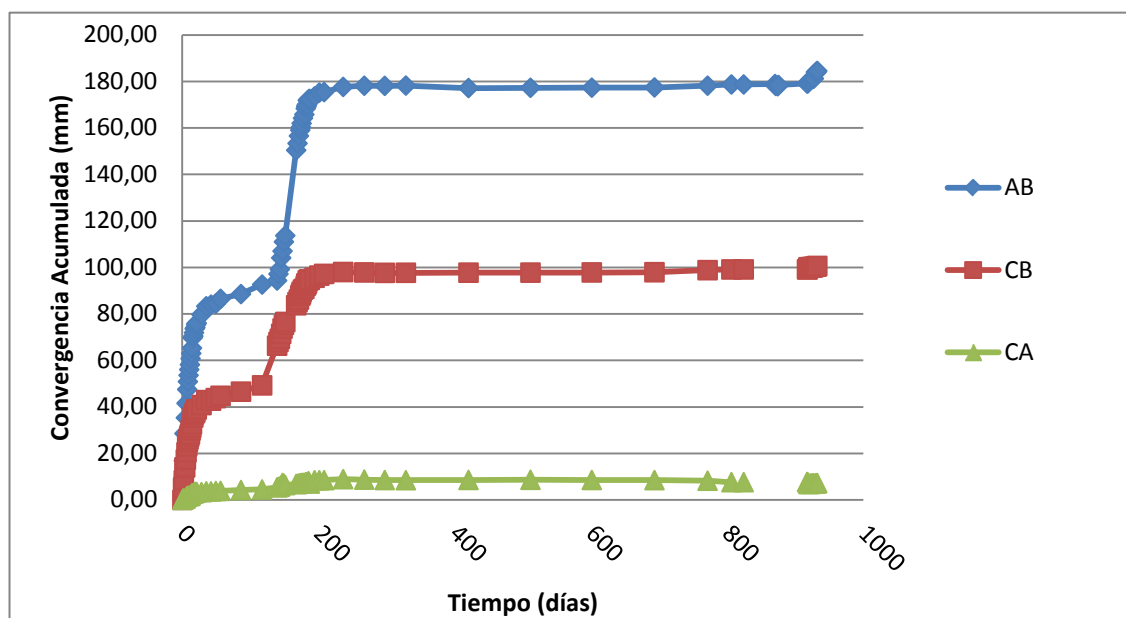
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-21.



Convergencia C-21. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-21. Al igual que los casos anteriores, inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 100 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

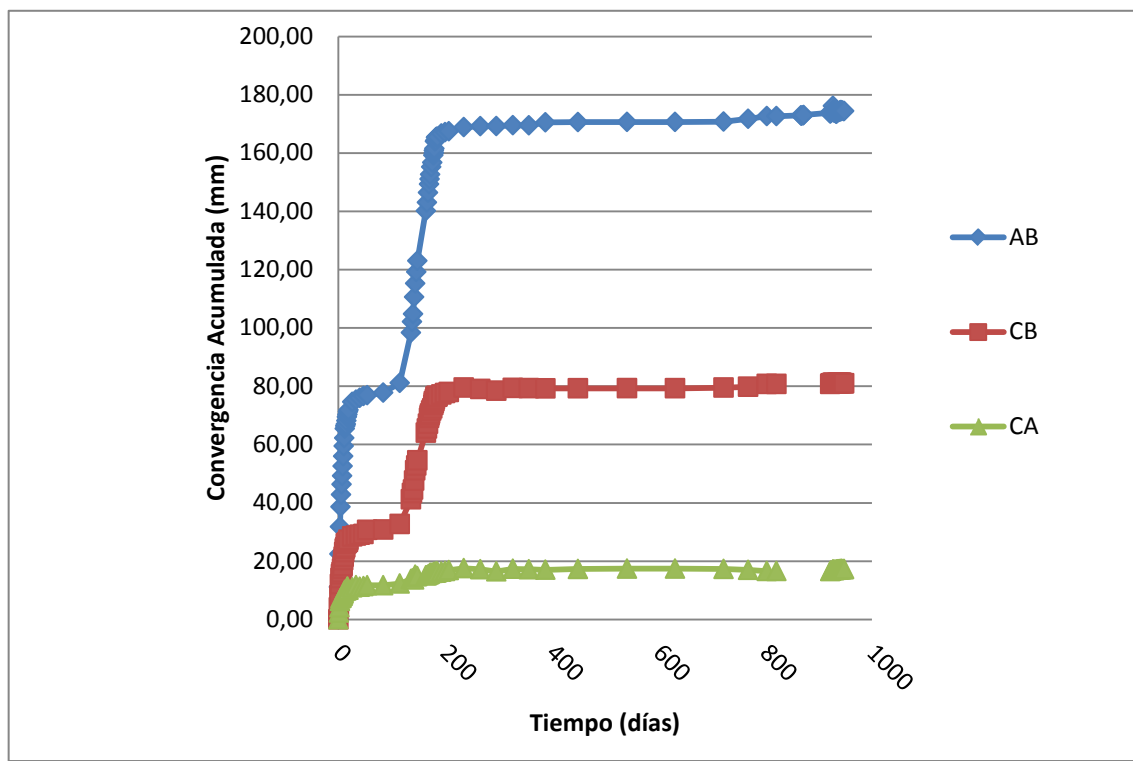
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-22.



Convergencia C-22. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-22. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 95 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

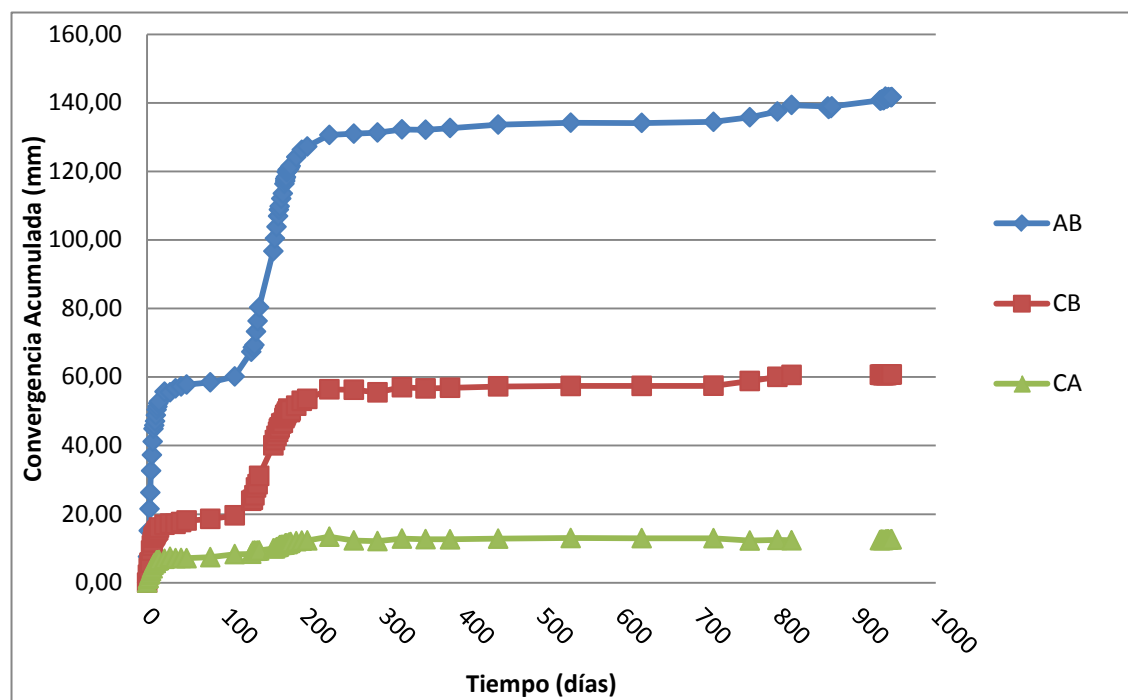
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-23.



Convergencia C-23. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-23. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 80 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

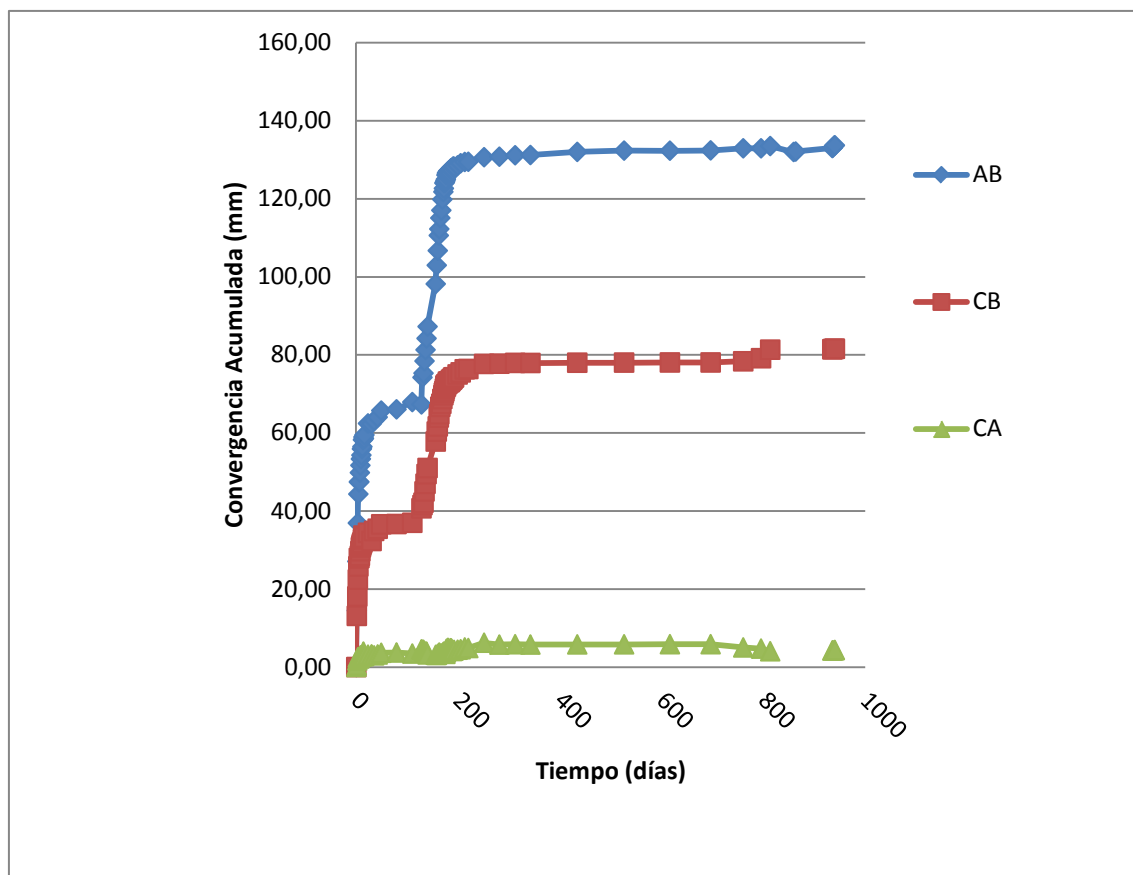
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-24.



Convergencia C-24. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-24. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 70 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-25.

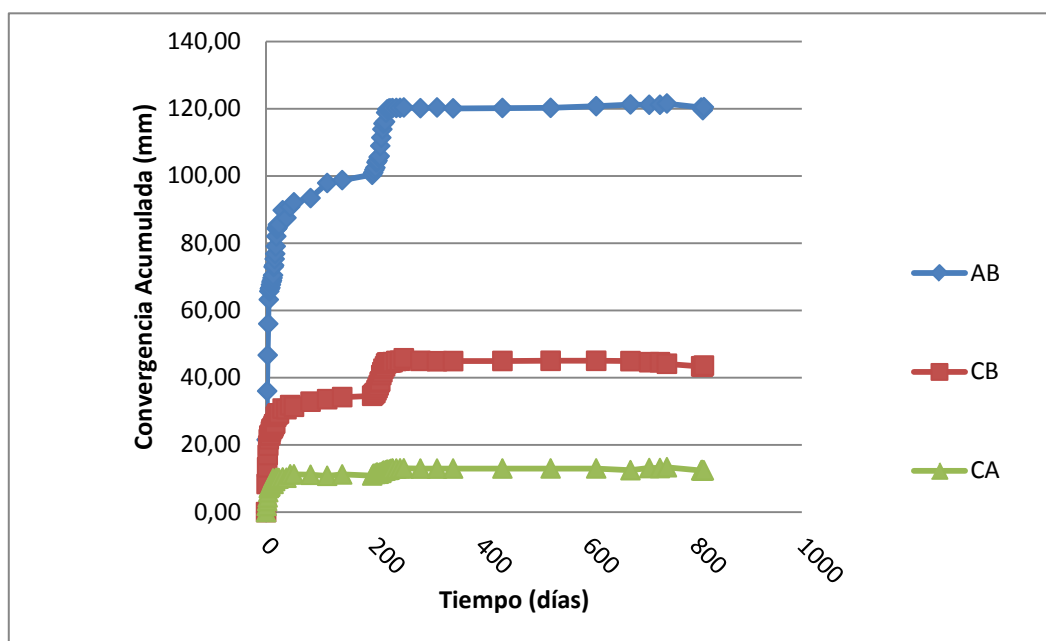


Convergencia C25. Gráfico de evolución en fase de avance.

C 25. Inicialmente no se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 70 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

ANEJO III. EVOLUCIÓN DE CONVERGENCIAS EN AVANCE: C-45, C-48, C-51, C-52 Y C-53.

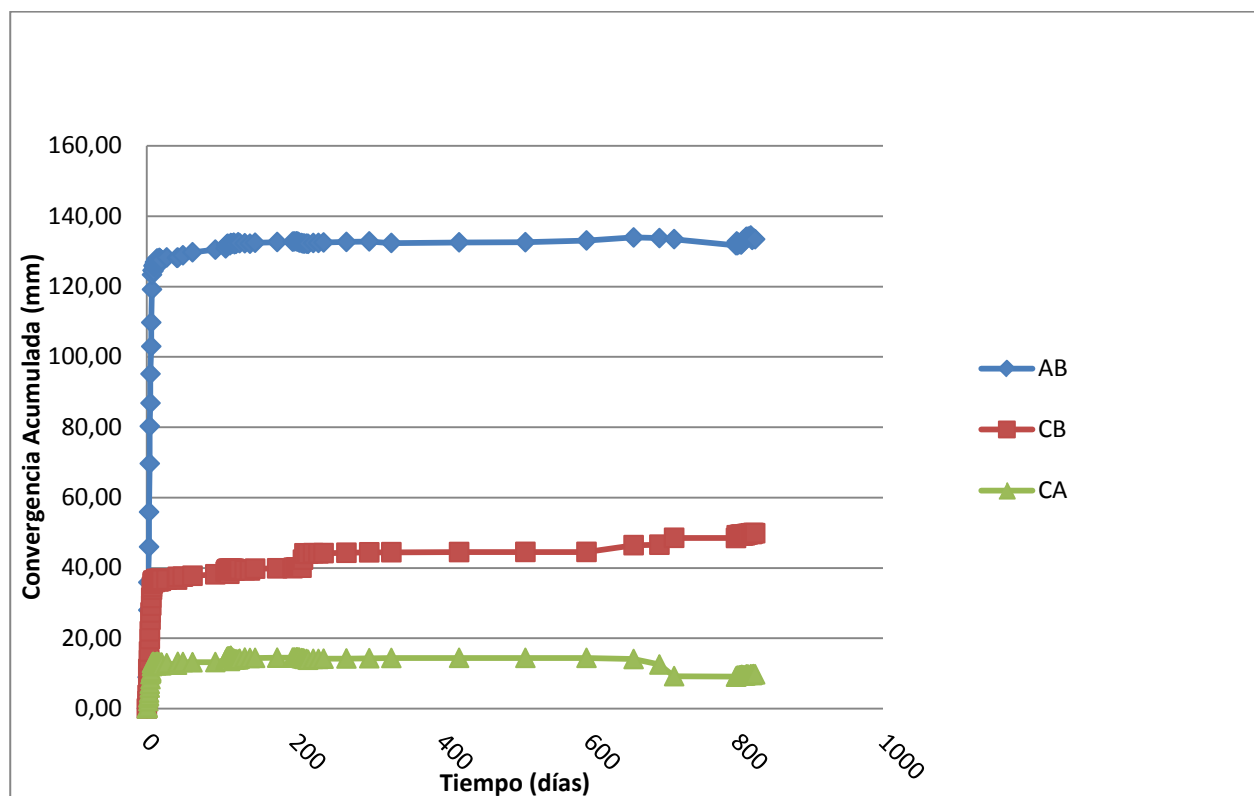
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-45.



Convergencia C-45. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-45. Inicialmente tampoco se dispone contrabóveda de hormigón proyectado en el avance puesto que la sección tiende a estabilizarse entorno de los 100 mm de cierre en la cuerda AB. No obstante el paso del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), desestabiliza de nuevo la sección lo que obliga a disponer la contrabóveda de refuerzo.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-48.



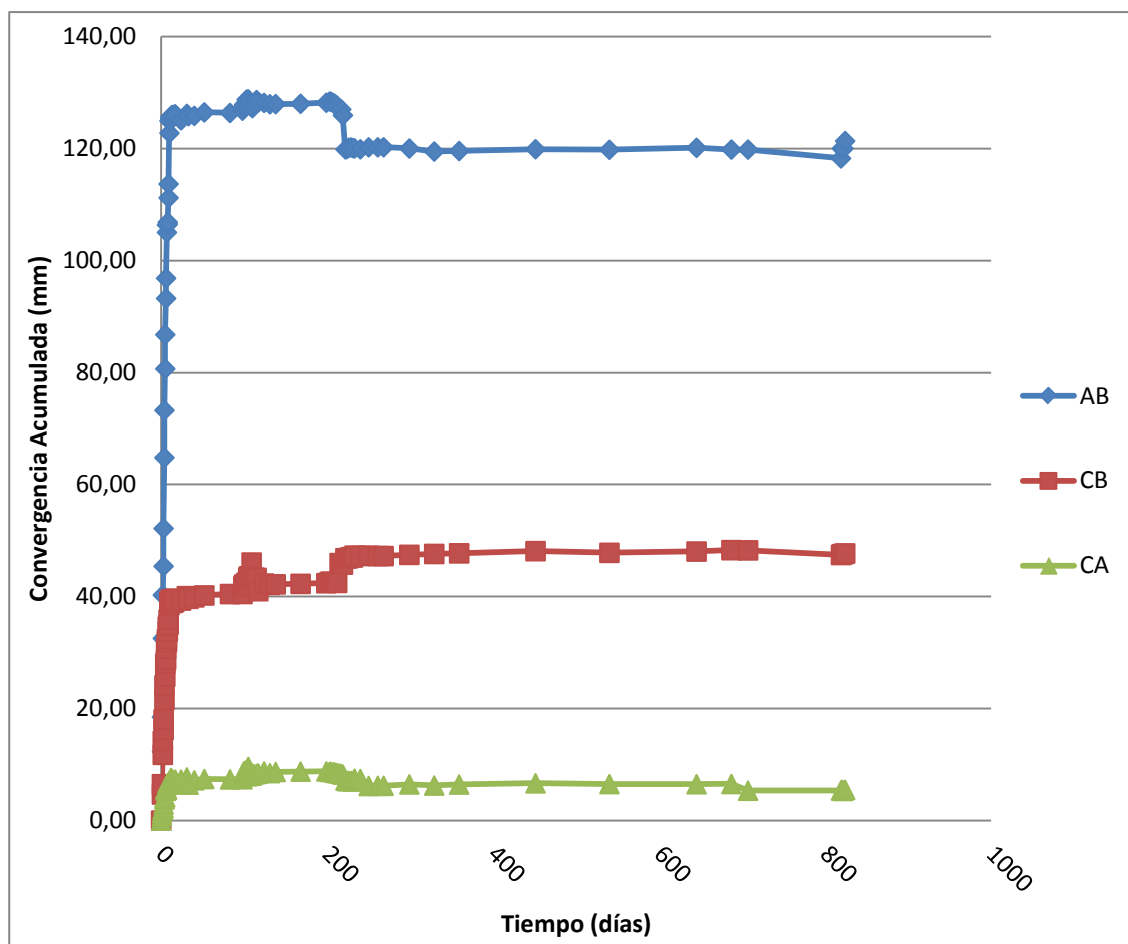
Convergencia C-48. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-48. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que casi no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-49.

C-49. Hubo un problema con una argolla cuerda AB, por lo que las lecturas no resultan coherentes, de ahí que no se reflejen..

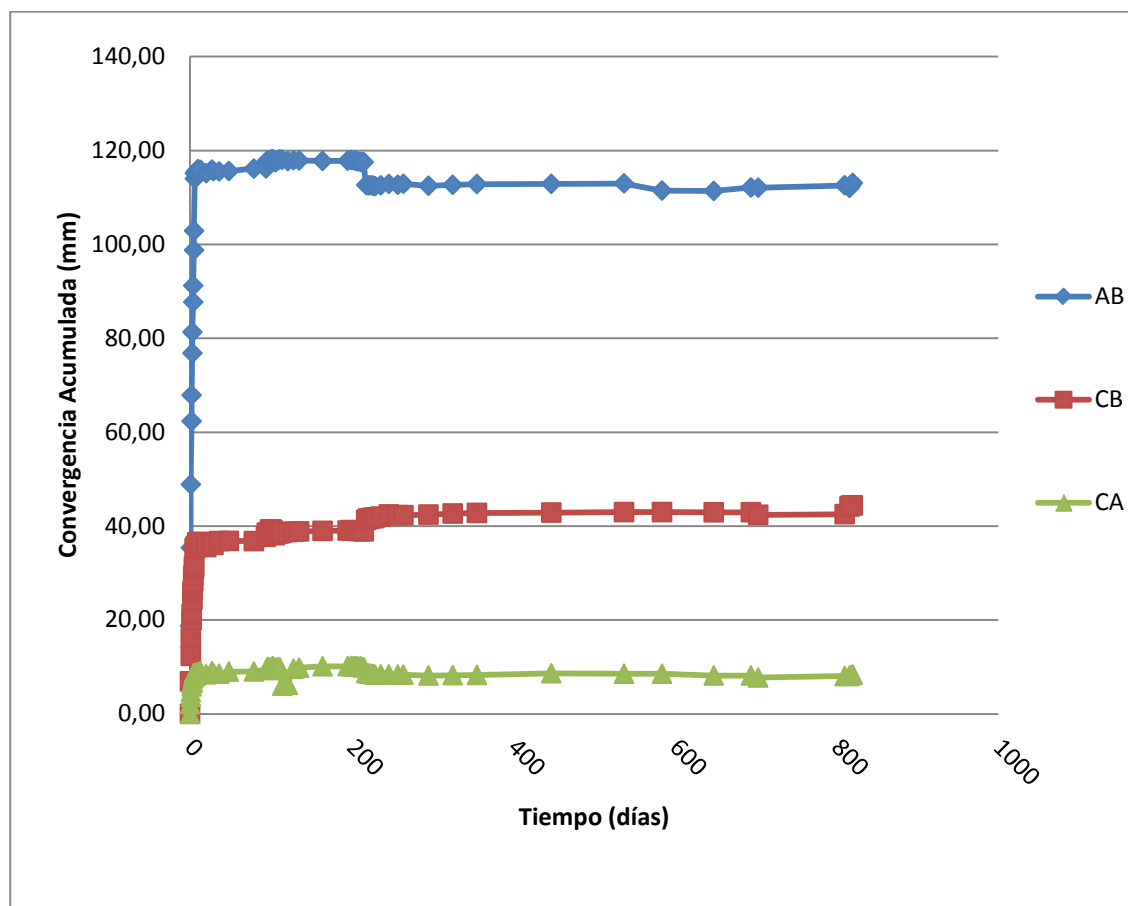
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-51.



Convergencia C-51. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-51. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda. El salto (descenso en cuerda A-B) que tiene lugar entorno a los 200 días se debe a rotura de anilla y reajuste de lectura de convergencia.

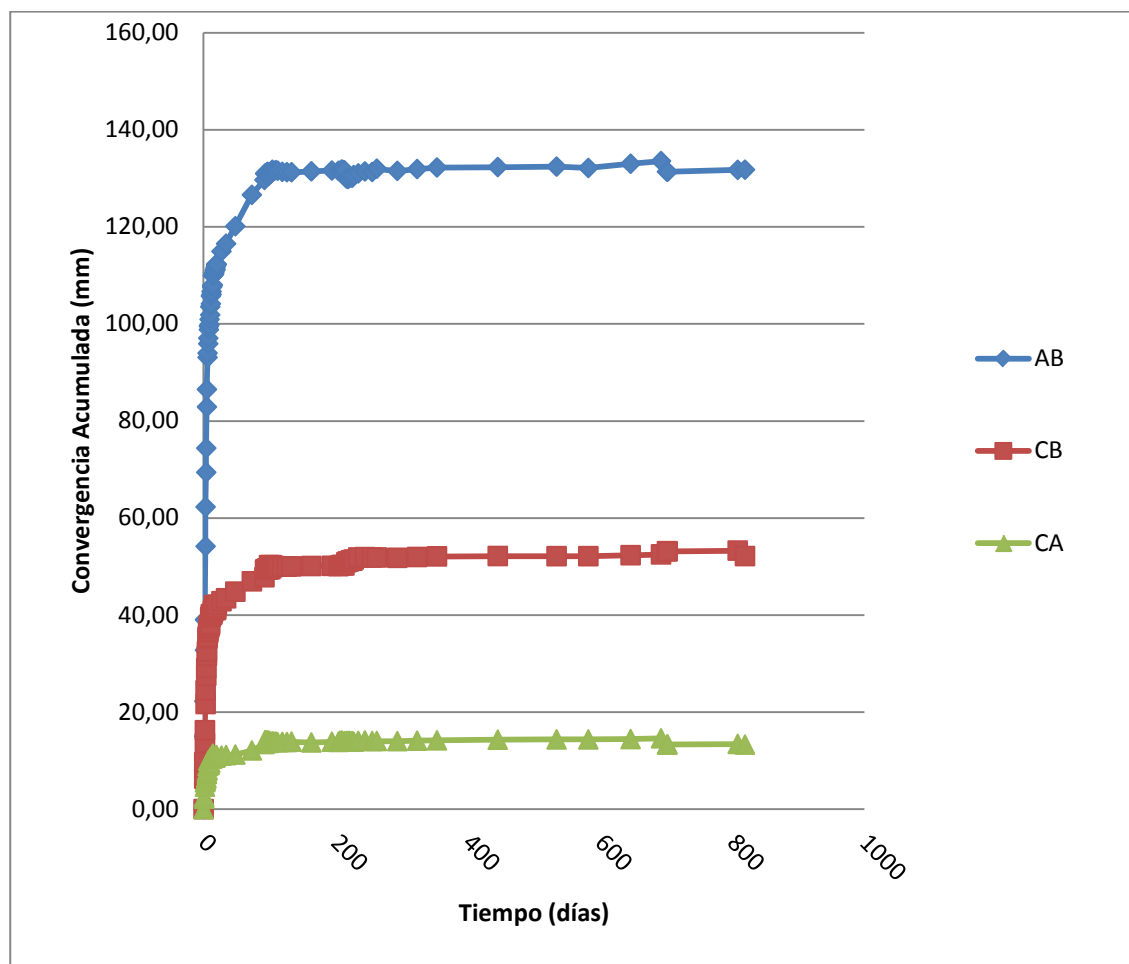
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-52.



Convergencia C-52. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-52. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda. El salto (descenso) que tiene lugar a los 200 días se debe a rotura de anilla y reajuste de lectura de convergencia.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-53.

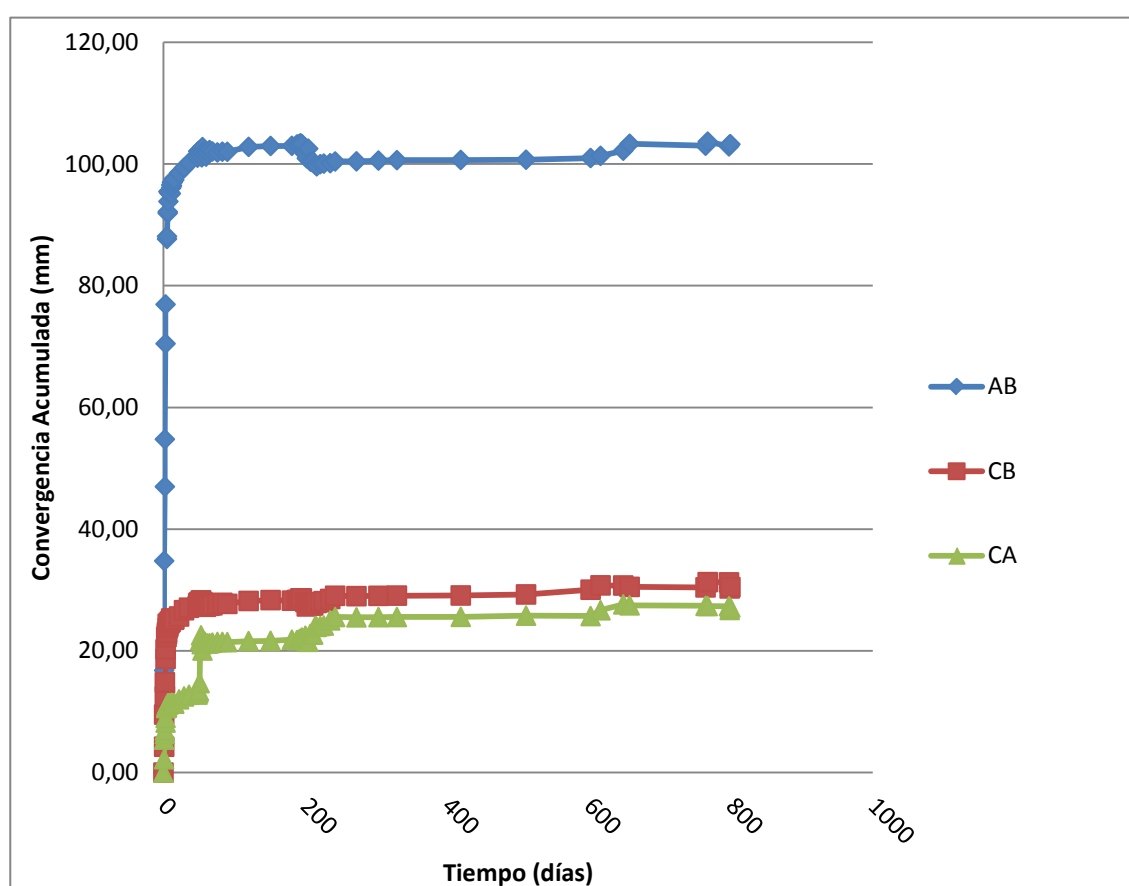


Convergencia C-53. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-53. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda.

ANEJO IV. EVOLUCIÓN DE CONVERGENCIAS EN AVANCE: C-61 Y C-62.

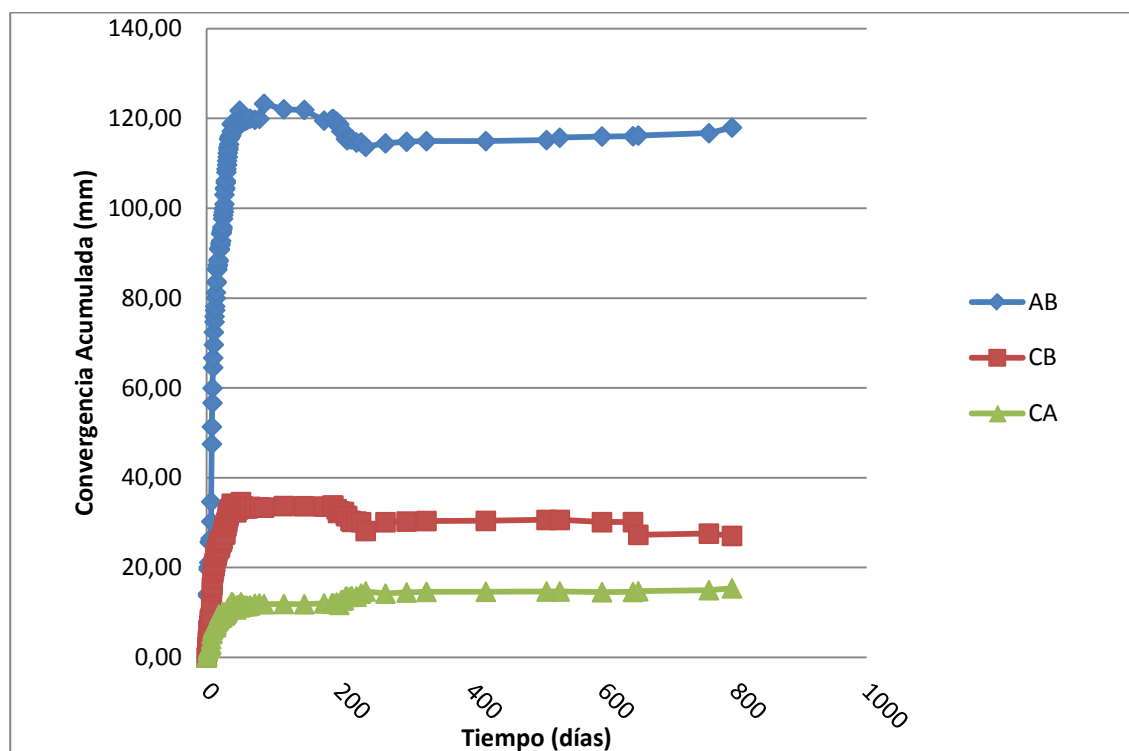
SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-61.



Convergencia C-61. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-61. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda. La disminución de la lectura de convergencia entorno a los 200 mm de la cuerda AB, se debe al cambio de una argolla en la sección de convergencia y su consiguiente reajuste.

SECCIÓN DE CONVERGENCIA C-62.



Convergencia C-62. Gráfico de evolución en fase de avance.

C-62. Se dispone contrabóveda provisional de hormigón proyectado en avance para detener la deformación. Nótese que no se aprecia el paso del avance del túnel Cañizo Vía Izquierda (V.I.), debido al refuerzo de la contrabóveda. La disminución de la lectura de convergencia entorno a los 200 mm de la cuerda AB, se debe al cambio de una argolla en la sección de convergencia y su consiguiente reajuste.